



TUGAS AKHIR – RC14 – 1501

EVALUASI APLIKASI PENGGUNAAN *BASE ISOLATION* PADA GEDUNG GRAND KEISHA MENGGUNAKAN ANALISA *PUSHOVER*

INGKI SAMSYA
NRP. 3114 106 054

Dosen Pembimbing I
Prof. Tavo, ST., MT., Ph.D

Dosen Pembimbing II
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017



TUGAS AKHIR – RC14 – 1501

EVALUASI APLIKASI PENGGUNAAN *BASE ISOLATION* PADA GEDUNG GRAND KEISHA MENGGUNAKAN ANALISA *PUSHOVER*

INGKI SAMSYA
NRP. 3114 106 054

Dosen Pembimbing I
Prof. Tavio, ST., MT., Ph.D

Dosen Pembimbing II
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017



FINAL PROJECT – RC14 – 1501

***EVALUATION APPLICATION OF BASE ISOLATION
IN GRAND KEISHA BUILDING USING PUSHOVER
ANALYSIS***

SHOFFIE RAHMAWATI
NRP. 3114 106 055

Supervisor I
Prof. Tavio, ST., MT., Ph.D

Supervisor II
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT
Faculty of Civil Engineering and Planning
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya 2017

**EVALUASI APLIKASI PENGGUNAAN *BASE ISOLATION*
PADA GEDUNG GRAND KEISHA MENGGUNAKAN
ANALISA *PUSHOVER***

TUGAS AKHIR

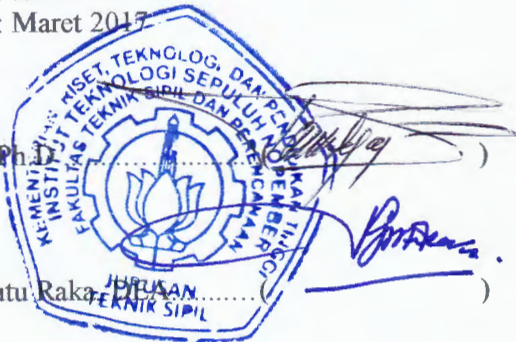
Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada
Bidang Studi Struktur
Program Studi S-1 Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :
INGKI SAMSYA
NRP. 3114 106 054

Disetujui Oleh Pembimbing Tugas Akhir :
Tanggal Ujian : Januari 2017
Periode Wisuda : Maret 2017

1. Prof. Tavio, ST, MT, Ph.D

2. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka



SURABAYA
Januari, 2017

EVALUASI APLIKASI PENGGUNAAN *BASE ISOLATION* PADA GEDUNG GRAND KEISHA MENGGUNAKAN ANALISA *PUSHOVER*

Nama Mahasiswa : Ingki Samsya
NRP : 3114106054
Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS
Dosen Asistensi : Prof. Tavio, ST., MT., Ph.D
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

Abstrak

Suatu wilayah yang rawan gempa merupakan hal yang paling mendasar untuk melakukan perlindungan dan melakukan analisa lebih lanjut guna melindungi manusia dari adanya bencana alam. Suatu sistem yang baik dengan analisa dan didukung oleh teknologi yang canggih membuat penggunaannya semakin nyaman bila adanya suatu proteksi yang dilakukan sejak dini. Semakin banyak gedung bertingkat dan beragamnya teknik arsitektur dengan sistem struktur fixbase.

Sistem struktur fixbase menurut perencanaan struktur kurang berperan maksimal terhadap struktur bangunan yang terletak didaerah rawan gempa. Inovasi alat yang banyak diperbincangkan didunia konstruksi adalah sistem isolasi. Sistem isolasi merupakan sistem struktur yang memisahkan antara struktur bawah dan atas dan diberikan alat peredam gempa. Dimana para Ahli berpendapat dengan sistem isolasi ini setidaknya dapat mengurangi resiko bangunan rusak parah.

Pada tugas akhir ini akan dibahas bagaimana perbandingan struktur yang biasa digunakan (fixbase) dengan struktur isolasi (base isolation), untuk mengetahui seberapa jauh base isolation bekerja terhadap perilaku bangunan. Diambil studi kasus Gedung Grand Keisha yang berada di wilayah gempa tinggi yaitu Padang. Untuk mengetahui kinerja struktur jika terkena gempa dilakukan analisa pushover. Analisa pushover merupakan analisa

linier yang biasa digunakan untuk mengetahui tingkat keruntuhan suatu struktur gedung yang telah direncanakan.

Dari hasil analisa, base isolation mampu mereduksi gempa sebesar yang terjadi dari struktur bawah ke struktur atas. Tidak hanya gaya geser dasar, base isolation juga mampu memperkecil nilai displacement dan drift pada setiap lantai struktur bangunan. Namun untuk gaya-gaya dalam pada struktur utama secara keseluruhan mengalami peningkatan seperti pada momen dan gaya geser. Pada level kinerja struktur base isolation ternyata mampu lebih efektif daripada struktur fix base.

Kata kunci : Base Isolation, Fix base, High Damping Rubber Bearing, Pushover

EVALUATION APPLICATION OF BASE ISOLATION IN GRAND KEISHA BUILDING USING PUSHOVER ANALYSIS

Name : Ingki Samsya
NRP : 3114106054
Departement : Teknik Sipil FTSP-ITS
Supervisor : Prof. Tavio, ST., MT., Ph.D
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

Abstract

An earthquake region is the most fundamental to the protection and further analysis in order to protect people from natural disasters. A good system analysis and supported by high technology make users more comfortable if the existence of a protection that is done early. The more skyscraper, and the variety of architectural engineering with structural fix base.

Structure system according to the structure planner fix base maximum lesser role to structures located in the area prone to earthquakes. Programming tool widely discussed in the world of construction is insulation systems. Insulation system is a system structure that separates the lower and upper structure and given a silencer earthquake. The Experts argue with this insulation system can at least reduce the risk of badly damaged buildings.

In this final project, will discuss how to comparative structure fix base with insulating structure (base isolation), to find out how far the work on the behavior of base isolation building. Taken Grand Keisha building case studies in the area of high seismic namely Padang to determine the performance of the structure when exposed to seismic pushover analysis. Pushover analysis is a linear analysis used to determine the level of collapse of a building structure which has been planned.

The results of this final project, base isolation is able to reduce the earthquake occurred at the bottom of the structure to the upper structure. Not only shear forces, base isolation is also

able to reduce the value of displacement and drift on each floor of the building structure. However, the forces in the main structure as a whole has increased as the moments and shear forces. At the level of performance of the structure of base isolation was able to be more effective than a fixed base structure.

Keywords : Base Isolation, Fix base, High Damping Rubber Bearing, Pushover

KATA PENGANTAR

Puji dan syukur kepada Tuhan Yang Maha Esa karena berkat limpahan rahmat dan karunia-Nya lah Tugas Akhir dengan “Evaluasi Aplikasi Penggunaan *Base Isolation* Pada Gedung Grand Keisha Menggunakan Analisa *Pushover*” ini dapat diselesaikan dengan tepat waktu.

Penulis juga mengucapkan terimakasih yang sebesar-besarnya kepada berbagai pihak yang telah membantu selama pengerjaan tugas akhir ini, terutama kepada :

1. Kedua orang tua yaitu Papa Ahmad Syarudin, Mama Salminah dan Adik Age Samsya beserta keluarga dirumah yang telah memberikan dukungan moril dan materil penulis untuk menyelesaikan studi selama kuliah di ITS.
2. Bapak Prof. Tavio, S.T, M.T selaku dosen Pembimbing Tugas Akhir yang telah memberikan banyak bimbingan dan arahan sehingga naskah Tugas Akhir ini dapat diselesaikan dengan baik.
3. Bapak Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, selaku dosen pembimbing, atas segala bimbingan dan waktunya dalam penyelesaian Tugas Akhir.
4. Ibu Yusroniya Eka Putri, S.T, M.T, selaku dosen wali akademik.
5. Teman – teman seperantauan PNJ-ITS yaitu Dilla, Farah, Rahma, Sarah, Faizah, Mutia, Tegar, Ka Rio, Seno, Rizky, Ryan, Ka Angga, Opik, Fanli, Opik, Ali yang telah banyak membantu dalam pengerjaan Tugas Akhir ini.
6. Teman-teman LJ Genap 2014 yang telah banyak memberikan dukungan.

Penulis menyadari bahwa dalam proses penyusunan laporan Tugas Akhir ini masih banyak terdapat kekurangan, oleh karena itu kritik dan saran yang membangun sangat diharapkan penulis agar dimasa datang menjadi lebih baik. Penulis juga mohon maaf jika terdapat kekurangan yang ada dalam laporan Tugas Akhir ini.

Surabaya, Januari 2017

Penulis

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL

LEMBAR PENGESAHAN

ABSTRAK.....iv

ABSTRACT vi

KATA PENGANTARviii

DAFTAR ISI..... x

DAFTAR GAMBARxiv

DAFTAR TABELxvi

BAB I PENDAHULUAN1

1.1 Latar Belakang 1

1.2 Perumusan Masalah.....2

1.3 Tujuan..... 3

1.4 Batasan Masalah.....3

1.5 Manfaat Penulisan3

BAB II TINJAUAN PUSTAKA5

2.1 Umum5

2.2 Sistem Isolasi.....5

2.3 High Damping Rubber Bearing.....8

2.4 Faktor Reduksi Gempa.....11

2.5 Derajat Kebebasan (*Degree of Freedom*)13

2.6 Ketentuan Penulangan15

2.7 Analisa Statis Nonlinier (*Pushover*).....17

2.8Metode Kurva Kapasitas	18
2.9 Konsep Level Kinerja.....	22
BAB III METODOLOGI PENELITIAN.....	25
3.1 Diagram Alir.....	25
3.2 Uraian Diagram Alir.....	26
3.2.1 Studi Literatur	26
3.2.2 Data Perencanaan	26
3.2.3 Preliminary Desain	28
3.2.4 Analisa Pembebanan	28
3.2.5 Analisa Struktur dan Kontrol Desain.....	29
3.2.6 Mendesain HDRB	29
3.2.7 Perencanaan Struktur Utama	30
3.2.8 Analisa <i>Pushover</i>	30
3.2.9 Hasil Analisa	31
3.2.10 Kesimpulan.....	31
BAB IV ANALISA STRUKTUR	33
4.1 Perencanaan Dimensi.....	33
4.1.1 Dimensi Balok	33
4.1.2 Dimensi Pelat	34
4.1.3 Dimensi Kolom.....	41
4.2 Pembebanan	43
4.2.1 Beban Mati.....	44
4.2.2 Beban Hidup	44
4.2.3 Beban Gempa.....	45

4.3 Sistem Struktur <i>Fixbase</i>	50
4.3.1 Kontrol Desain Struktur <i>Fixbase</i>	50
4.4 Sistem Struktur <i>Base Isolation</i>	58
4.4.1 Mendesain <i>Base Isolation</i>	58
4.4.2 Gaya Geser Dibawah Struktur	65
4.4.3 Kontrol Struktur <i>Base Isolation</i>	66
BAB V PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA	69
5.1 Perencanaan Struktur Primer	69
5.2 Perencanaan Struktur <i>Fixbase</i>	69
5.2.1 Perencanaan Balok	69
5.2.2 Perencanaan Kolom.....	84
5.3 Penulangan Struktur <i>Base Isolation</i>	95
5.3.1 Perencanaan Balok	95
5.3.2 Perencanaan Kolom.....	110
BAB VI ANALISA <i>PUSHOVER</i>	123
6.1 Umum.....	123
6.2 Analisa <i>Pushover</i> Struktur <i>Fixbase</i>	123
6.2.1 Target Perpindahan.....	123
6.2.2 Kurva kapasitas	126
6.2.3 Mekanisme Sendi Plastis	129
6.3 Analisa <i>Pushover</i> Struktur <i>Base Isolation</i>	134
6.3.1 Target Perpindahan.....	134
6.3.2 Kurva kapasitas	136
6.3.3 Mekanisme Sendi Plastis	140

BAB VII HASIL ANALISA	147
7.1. Perbandingan Gaya geser dasar, <i>Displacement, Drift</i>	147
7.2. Perbandingan Momen dan Gaya Geser.....	152
7.3. Perbandingan Level Kinerja Analisa <i>Pushover</i>	154
BAB VIII KESIMPULAN DAN SARAN.....	157
8.1 Kesimpulan	157
8.2 Saran	158

DAFTAR PUSTAKA

LAMPIRAN

GAMBAR OUTPUT

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 <i>High Damping Rubber Bearing</i>	8
Gambar 2.2 Kurva <i>Cyclic Test</i> untuk <i>Shear Force</i> vs <i>Shear Displacement</i>	9
Gambar 2.3 Faktor Kuat Lebih dan Koef Modifikasi.....	12
Gambar 2.4 (a) Struktur portal tingkat dua (b) gaya yang bekerja pada kedua massa	14
Gambar 2.5 Kurva Kapasitas	19
Gambar 3.1 Diagram Alir	25
Gambar 3.2 Denah <i>Basement</i> - lantai 3	27
Gambar 3.3 Denah Lantai 4 - Lantai 12	27
Gambar 3.4 Denah Lantai Atap	28
Gambar 4.1 Preliminary Pelat A.....	36
Gambar 4.2 Respon Spektrum	49
Gambar 4.3 Input <i>HDRB</i>	63
Gambar 4.4 Input Kekakuan U1	64
Gambar 4.5 Input Kekakuan U2	64
Gambar 4.6 Input Kekakuan U3	65
Gambar 5.1 Denah Balok.....	69
Gambar 5.2 Diagram Interaksi Kolom Tipe K3	86
Gambar 5.3 Diagram Interaksi Kolom BI Tipe K3	112
Gambar 6.1 Target Perpindahan Struktur Fixbase Arah X.....	124
Gambar 6.2 Target Perpindahan Struktur Fixbase Arah Y	125
Gambar 6.3 Kurva kapasitas struktur fixbase arah x	126
Gambar 6.4 Kurva kapasitas struktur fixbase arah y.....	128
Gambar 6.5 Sendi Plastis Struktur <i>Fixbase</i> Arah X Step 2	129
Gambar 6.6 Sendi Plastis Struktur <i>Fixbase</i> Arah X Step 4	130
Gambar 6.7 Sendi Plastis Struktur <i>Fixbase</i> Arah X Step	130
Gambar 6.9 Sendi Plastis Struktur <i>Fixbase</i> Arah X Step 3	132
Gambar 6.10 Sendi Plastis Struktur <i>Fixbase</i> Arah X Step 4 ...	132
Gambar 6.11 Sendi Plastis Struktur <i>Fixbase</i> Arah X Step 16 .	133
Gambar 6.12 Sendi Plastis Struktur <i>Fixbase</i> Arah X Step 19..	135
Gambar 6.13 Target Perpindahan SAP Struktur <i>BI</i> Arah X ...	135
Gambar 6.14 Target Perpindahan Struktur <i>BI</i> Arah Y.....	136

Gambar 6.15	Kurva kapasitas struktur <i>BI</i> arah x	137
Gambar 6.16	Kurva kapasitas struktur <i>BI</i> arah x	138
Gambar 6.17	Sendi Plastis Struktur <i>BI</i> Arah X Step 3	140
Gambar 6.18	Sendi Plastis Struktur <i>BI</i> Arah X Step 13	141
Gambar 6.19	Sendi Plastis Struktur <i>BI</i> Arah X Step 24	142
Gambar 6.20	Sendi Plastis Struktur <i>BI</i> Arah X Step 25	142
Gambar 6.21	Sendi Plastis Struktur <i>BI</i> Arah y Step 21	143
Gambar 6.22	Sendi Plastis Struktur <i>BI</i> Arah y Step 25	144
Gambar 6.23	Sendi Plastis Struktur <i>BI</i> Arah y Step 30	145
Gambar 7.1	Perbandingan <i>Displacement</i> RSP X.....	149
Gambar 7.2	Perbandingan <i>Displacement</i> RSP Y.....	149
Gambar 7.3	Perbandingan <i>Drift</i> RSP X.....	151
Gambar 7.4	Perbandingan <i>Drift</i> RSP Y	151

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Level Kinerja	22
Tabel 4.1 Perencanaan Dimensi Balok	34
Tabel 4.2 Perencanaan Tebal Pelat	41
Tabel 4.3 Beban Mati Kolom Tipe 1	42
Tabel 4.4 Perencanaan Tebal Pelat	43
Tabel 4.5 Berat Bangunan	45
Tabel 4.6 Data Tanah.....	45
Tabel 4.7 Respon Spektrum.....	48
Tabel 4.8 Gaya geser minimum.....	50
Tabel 4.9 Kontrol Gaya Geser.....	51
Tabel 4.10 Gaya Gempa Horizontal	52
Tabel 4.11 Nilai Eksentrisitas.....	53
Tabel 4.12 Tabel Kontrol Mass Ratio.....	54
Tabel 4.13 Kontrol Simpangan Arah X.....	55
Tabel 4.14 Kontrol Simpangan Arah Y	56
Tabel 4.15 Kontrol P-Delta Arah X.....	57
Tabel 4.16 Kontrol P-Delta Arah Y.....	57
Tabel 4.17 Joint Reaction	59
Tabel 4.18 Gaya Geser Minimum BI.....	66
Tabel 4.19 Kontrol Partisipasi Massa BI.....	66
Tabel 4.20 Simpangan Arah X BI	68
Tabel 4.21 Simpangan Arah Y BI	68
Tabel 5.1 Gaya Dalam Balok B1 Struktur Fixbase 8/C-D.....	70
Tabel 5.2 Gaya Dalam Balok B2 Struktur Fixbase D/2-3	70
Tabel 5.3 Gaya Dalam Balok B3 Struktur Fixbase 8/D-E.....	71
Tabel 5.4 Gaya Dalam Balok B4 Struktur Fixbase D/1-2	72
Tabel 5.5 Gaya Dalam Balok B5 Struktur Fixbase 8/B-C.....	72
Tabel 5.6 Penulangan Struktur Balok Fixbase B1 8/C-D	81
Tabel 5.7 Penulangan Struktur Balok Fixbase B2 D/2-3.....	82
Tabel 5.8 Penulangan Struktur Balok Fixbase B3 8/D-E	82
Tabel 5.9 Penulangan Struktur Balok Fixbase B4 D/1-2.....	83
Tabel 5.10 Penulangan Struktur Balok Fixbase B5 8/B-C	84

Tabel 5.11 Gaya Dalam Kolom	85
Tabel 5.12 Tulangan kolom struktur fixbase	95
Tabel 5.13 Gaya Dalam Balok B1 Struktur BI 8/C-D	95
Tabel 5.14 Gaya Dalam Balok B2 Struktur BI D/1-9.....	96
Tabel 5.15 Gaya Dalam Balok B3 Struktur BI 8/C-D	97
Tabel 5.16 Gaya Dalam Balok B4 Struktur BI D/1-2.....	97
Tabel 5.17 Gaya Dalam Balok B5 Struktur BI 8/B-C	98
Tabel 5.18 Penulangan Struktur <i>Base Isolation</i> Balok B1.....	107
Tabel 5.19 Penulangan Struktur <i>Base Isolation</i> Balok B2.....	108
Tabel 5.20 Penulangan Struktur <i>Base Isolation</i> Balok B3.....	108
Tabel 5.21 Penulangan Struktur <i>Base Isolation</i> Balok B4.....	109
Tabel 5.22 Penulangan Struktur <i>Base Isolation</i> Balok B5.....	110
Tabel 5.19 Gaya Dalam Kolom BI	111
Tabel 5.20 Tulangan kolom struktur fixbase	121
Tabel 6.1 Target Perpindahan Struktur Fixbase Arah X.....	124
Tabel 6.2 Target Perpindahan Struktur Fixbase Arah Y.....	125
Tabel 6.3 Hasil Analisa Struktur Fixbase Arah X	127
Tabel 6.4 Hasil analisa struktur fixbase arah y	128
Tabel 6. 5 Target Perpindahan SAP Struktur <i>BI</i> Arah X.....	135
Tabel 6. 6 Target Perpindahan SAP Struktur <i>BI</i> Arah Y.....	136
Tabel 6.7 Hasil analisa struktur <i>Base Isolation</i> arah x.....	138
Tabel 6.8 Hasil analisa struktur <i>BI</i> arah y.....	139
Tabel 7.1 Hasil Analisa V base Shear.....	147
Tabel 7.2 Hasil Analisa V base Shear.....	147
Tabel 7.3 Perbandingan <i>Displacement</i>	148
Tabel 7.4 Perbandingan Momen dan Gaya Geser Balok	152
Tabel 7.5 Perbandingan Momen dan Gaya Geser Kolom	153
Tabel 7.6 Rekapitulasi Momen dan Gaya Geser	154
Tabel 7.7 Hasil Analisa Level Kinerja.....	154

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Suatu wilayah yang rawan gempa merupakan hal yang paling mendasar untuk melakukan perlindungan dan analisa lebih lanjut guna melindungi manusia dari adanya bencana alam. Suatu sistem yang baik dengan analisa dan didukung oleh teknologi yang canggih membuat penggunaannya semakin nyaman bila adanya suatu proteksi yang dilakukan sejak dini.

Semakin banyak gedung bertingkat dan beragamnya teknik arsitektur dengan sistem struktur *fixbase*. Sistem struktur *fixbase* menurut perencana struktur kurang berperan maksimal terhadap struktur bangunan yang terletak didaerah rawan gempa. Maka, perlu adanya perlindungan khusus untuk meningkatkan keamanan dan kenyamanan baik didalam maupun diluar gedung. Unsur keamanan dan kenyamanan tidak terlepas dari dari kokohnya suatu gedung. Oleh karena itu, perlu adanya suatu proteksi terhadap gedung yang membuat suatu struktur tidak mudah runtuh.

Inovasi untuk melakukan proteksi bangunan gedung terhadap gempa bermunculan. Salah satunya adalah *base isolation*. *Base isolation* adalah alat peredam gempa yang digunakan pada pekerjaan konstruksi di wilayah gempa tinggi dengan jenis tipe *High Damping Rubber Bearing*. Alat ini terletak pada bagian bawah bangunan antara kolom bagian bawah dan atas. Terbuat dari lapisan karet alam atau sintetik yang mempunyai resiko redaman, yang pada bagian tengahnya diberi batangan bulat dari timah. Namun, penggunaan alat ini perlu dilakukan analisa-analisa lebih lanjut untuk mengetahui sejauh mana pengaruh *base isolation* terhadap perilaku keruntuhan struktur bangunan dan gaya gempa yang ada.

Ada beberapa metode untuk menganalisa keruntuhan struktur bangunan dan mengetahui performa dari bangunan, salah satunya adalah analisa *pushover*. Analisa *pushover* adalah analisa statik

nonlinier untuk mengetahui perilaku keruntuhan suatu bangunan atau struktur dalam mengevaluasi kinerja suatu struktur gedung. Analisa *pushover* lebih sesuai untuk struktur gedung rendah dan memiliki periode getar struktur yang pendek. (Mwafy dan Elnashai 2001). Analisa *push over* lebih tepat untuk struktur gedung rendah dan menengah dengan respon mode satu yang dominan (Oguz 2005).

Pada tugas akhir ini, penulis melakukan evaluasi penggunaan *High Damping Rubber Bearing* pada bangunan *Grand Keisha*. Sistem struktur *fix base* yang telah dilakukan pada gedung tersebut membuat penulis merasa perlu dilakukan adanya proteksi, dikarenakan lokasi bangunan yang terletak di Padang. Dan juga melihat level kinerja bangunan sejauh apa penggunaan *base isolation* menggunakan metode *pushover*.

1.2 Perumusan Masalah

1. Permasalahan utama

Bagaimanakah perbandingan struktur gedung yang memakai sistem struktur *base isolation* dengan sistem struktur *fixbase* pada gedung *grand keisha*?

2. Detail permasalahan

- a. Bagaimana gaya geser dasar, *displacement*, dan *drift* pada struktur bangunan yang menggunakan *fixbase* dengan sistem struktur *base isolation* pada gedung *Grand Keisha*?
- b. Bagaimana perbandingan momen dan gaya geser pada struktur primer gedung yang menggunakan struktur *fixbase* dengan struktur *base isolation* pada gedung *Grand Keisha*?
- c. Bagaimana level kinerja struktur gedung *fixbase* dengan struktur *base isolation* gedung *grand keisha* berdasarkan FEMA 356 menggunakan analisa *pushover* ?

1.3 Tujuan

Tujuan utama dari penyusunan studi ini adalah sebagai berikut:

1. Mengetahui perbandingan gaya geser dasar, *displacement*, dan *drift* pada struktur bangunan yang menggunakan *fixbase* dengan sistem struktur *base isolation* pada gedung Grand Keisha.
2. Mengetahui perbandingan momen dan gaya geser pada struktur primer gedung yang menggunakan struktur *fixbase* dengan struktur *base isolation* pada gedung Grand Keisha.
3. Mengetahui level kinerja struktur gedung *fixbase* dengan struktur *base isolation* gedung grand keisha berdasarkan FEMA 356 menggunakan analisa pushover ?

1.4 Batasan Masalah

Adapun batasan masalah dalam tugas akhir ini adalah sebagai berikut :

1. Peraturan beton menggunakan SNI 2847-2013.
2. Pembebanan gempa menggunakan SNI 1726-2012.
3. Tingkat bangunan 13 lantai dengan 1 *basement*
4. Tipe *base isolation* adalah *High Damping Rubber Bearing*.
5. Level kinerja menggunakan metode *pushover* berdasarkan FEMA 356.
6. Tidak membahas biaya dan metode pelaksanaan konstruksi.
7. Analisa menggunakan gedung grand keisha.
8. Tidak membahas gambar penulangan struktur.

1.5 Manfaat Penulisan

1. Sebagai pertimbangan dalam mendesain bangunan yang akan dibangun menggunakan *High Dumper Rubber Bearing*.
2. Untuk mengetahui tingkat keruntuhan bangunan yang menggunakan sistem struktur *base isolation* dengan sistem struktur *fixbase*.

(Halaman ini sengaja dikosongkan)

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Analisa yang mendetail dari suatu struktur pun tidak secara langsung menjamin struktur tersebut tahan gempa. Persyaratan tambahan diperlukan untuk menyediakan derajat konsistensi yang cukup untuk memastikan ketahanan gempa suatu struktur.

Dunia konstruksi saat ini terdapat alat peredam gempa yang menjadi inovasi sistem struktur yang dapat digunakan sebagai struktur bangunan tahan gempa. Namun, dengan adanya sistem lama seperti sistem struktur *fixbase* yang biasanya orang gunakan, perlu dilakukan analisa lebih lanjut bagaimana perilaku dan kinerja alat peredam gempa pada wilayah Indonesia.

2.2 Sistem Isolasi

Gagasan-gagasan di balik konsep dari *base isolation* adalah sangat sederhana, yaitu bagaimana memisahkan antara dasar bangunan yang berhubungan dengan tanah dan struktur bangunan atas, sehingga gerakan tanah tidak secara langsung ditransfer ke struktur atas. Konsep isolasi seismic merupakan perkembangan yang cukup signifikan dalam rekayasa kegempaan dalam 20 tahun terakhir ini. Sistem ini telah banyak digunakan Negara-Negara yang mempunyai resiko tinggi terhadap gempa seperti Jepang, Italy, USA, Selandia Baru, Portugal, Iran, Indonesia, Turki, China, dan Taiwan,. sistem ini akan memisahkan bangunan atau struktur dari komponen horizontal pergerakan tanah dengan menyisipkan bahan isolator dengan kekakuan horizontal yang relative kecil antara bangunan atas dengan pondasinya. Akibatnya percepatan gempa yang bekerja pada bangunan menjadi lebih kecil. Ragam getar pertama bangunan hanya menimbulkan deformasi lateral pada sistem isolator, sedangkan bagian atas akan berperilaku sebagai rigid body motion. Ragam-ragam getar yang lebih tinggi yang menimbulkan deformasi pada struktur adalah orthogonal terhadap ragam

pertama dan gerakan tanah sehingga ragam-ragam getar ini tidak ikut berpartisipasi didalam respons struktur, atau dengan kata lain energi gempa tidak disalurkan ke struktur bangunan (Naeim dan Kelly, 1999)

Pada gempa kuat, isolator dengan kekakuan horizontal yang relatif kecil ,akan menyebabkan perioda alamiah bangunan lebih besar, (umumnya antara 2 s/d 3,5 detik). Pada perioda ini, percepatan gempa relatif kecil, khususnya pada tanah keras. Berhubung isolator akan mereduksi percepatan pada struktur bangunan. Namun, sebaliknya akan menyebabkan peningkatan perpindahan pada bangunan. Untuk membatasi perpindahan sampai pada batas yang dapat diterima, sistem isolasi juga dilengkapi dengan elemen-elemen yang mampu mendissipasi energi. Disamping itu, sistem isolasi juga mempunyai kemampuan untuk kembali pada posisi semula setelah terjadinya gerakan seismik. Sedangkan pada gempa kecil atau akibat angin kekakuan horizontal dari sistem isolator harus memadai, agar tidak menimbulkan getaran yang menyebabkan ketidaknyamanan penghuninya. (Kelly,2001)

Base isolation yang digunakan saat ini terdapat berbagai macam jenis sistem. Berikut merupakan contoh macam-mcam sistem *base isolation* :

1. *Elastomeric Based System*

Karakteristik dari cara kerja sistem ini adalah menggabungkan pergerakan horizontal dan vertical yang dapat bergerak kuat. Terbuat dari bahan karet alam dengan pelat baja ditengahnya. Sistem ini tidak berpengaruh pada gaya angin, internal foot traffic, atau gaya gempa yang rendah. Sistem ini tidak dapat berpindah tempat dan dapat dikontrol setiap saat. Jenis dari alat ini adalah sebagai berikut :

- a. *Low Damping Natural dan Synthetic Rubber Bearings*
- b. *Lead Plug Bearings*
- c. *High Damping Rubber Bearings*

2. *Isolation System Based on Slidings*

Sistem sliding secara konsep sangat sederhana dan dapat didekati secara teoritis. Suatu lapisan didefinisikan sebagai koefisien gesek yang akan membatasi percepatan-percepatan pada nilai tertentu dan gaya yang dapat dipancarkan juga akan dibatasi pada koefisien gesek dikalikan berat.

Sistem sliding murni akan menimbulkan perpindahan (displacement) tak terhingga, dengan batas atas sepadan dengan pemindahan bumi maksimum untuk suatu koefisien gesek mendekati nol. Suatu struktur dengan sistem sliding tanpa gaya pemulih, akan mungkin berakhir di suatu posisi yang dipindahkan setelah satu gempa bumi dan boleh melanjutkan untuk memindahkan dengan *aftershocks*.

Ketiadaan suatu gaya pemulih bisa diperbaiki dengan menggunakan isolator yang digabungkan dengan tipe-tipe yang lain yang mana mempunyai suatu gaya pemulih atau dengan menggunakan bentuk permukaan luncur yang tidak datar, misalnya permukaan luncur yang berbentuk bola.

- a. *Electricite-de-France System*
- b. *EERC Combine System*
- c. *The TASS System*
- d. *Resilient-Friction Base Isolation System*
- e. *Friction Pendulum System*

3. *Spring-Type System*

Ada beberapa peranti-peranti dengan bahan dasar dari pegas-baja (*steel springs*) tetapi umumnya pemanfaatannya hampir bisa dipastikan adalah untuk isolasi permesinan. Kelemahan utama dari pegas-pegas adalah karena bersifat fleksibel pada kedua arah (vertical dan horizontal). Pegas sendiri memiliki redaman yang kecil dan akan bergerak terlalu sering pada beban layan.

4. *Sleeved-Pile Isolation System*

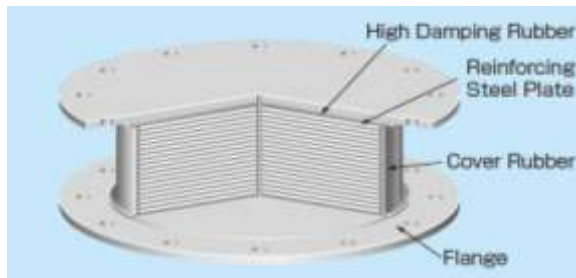
Fleksibilitas disediakan oleh pin pada ujung elemen struktur seperti tiang dalam selubung, yang mana mengijinkan bergerak atau melemahkan tingkat pertama dari bangunan. Unsur-unsur ini

menyediakan fleksibilitas tetapi tidak memberikan redaman, atau ketahanan pada beban layan dan pemakainnya bersama-sama dengan piranti lain yang menyediakan fungsi ini.

5. *Rocking System*

Sistem *Rocking isolation* adalah suatu kasus yang khusus dari disipasi energi yang mana tidak sesuai dengan definisi klasik isolation dengan mengijinkan translasi arah lateral. Sistim ini digunakan untuk struktur-struktur yang langsing dan prinsip dasarnya adalah karena suatu ayunan tubuh, periode dari respon meningkat dengan meningkatkan amplitudo ayunan. Hal ini menyebabkan efek periode berkala. Kemampuan memikul beban layan disediakan oleh berat dari struktur. Peredaman dapat ditambahkan dengan menggunakan peranti-peranti seperti baut atau kantilever-kantilever baja.

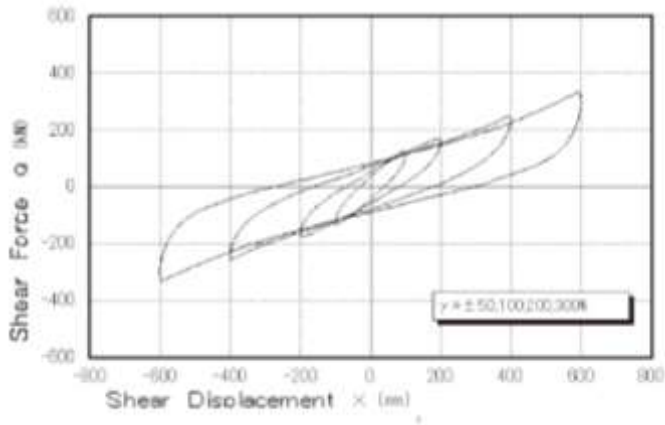
2.3 High Damping Rubber Bearing



Gambar 2.1 *High Damping Rubber Bearing*

High-damping Rubber Bearing (HDRB) memanfaatkan rekayasa kimia untuk menciptakan karakteristik yang berbeda dari Natural Rubber Bearing (NRB). HDRB bisa menurunkan tingkat sampai 10%-20% pada 100% tegangan geser. Nilai modulus geser yang berubah – ubah terhadap regangan geser yang terjadi membuat hysteretic loop yang gemuk sehingga menghasilkan

nilai equivalent damping ratio yang tinggi. Jenis seismic isolation ini umumnya tidak membutuhkan damping device tambahan.



Gambar 2.2 Kurva *Cyclic Test* untuk *Shear Force vs Shear Displacement*

Kelebihan lainnya dari seismic isolation tipe HDRB adalah transisi kekakuan dari linear ke nonlinear lebih halus jika dibandingkan dengan seismic isolation tipe Lead Rubber Bearing (LRB). Hal ini penting karena penurunan kekakuan secara tajam dapat menyebabkan efek vibrasi yang lebih besar dan merusak equipment yang sensitif terhadap vibrasi.

Berikut merupakan perhitungan yang digunakan untuk mendesain base isolation (Neim&Kelly,1999)

1. Kekakuan horizontal struktur

$$K_H = W \times \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 \quad (2.1)$$

Dimana :

K_H = Kekakuan struktur

W = Berat per struktur kolom

T = Periode getar rencana

2. Estimasi luasan HDRB

$$K_H' = \frac{G \times A}{tr} \quad (2.2)$$

Dimana :

K_H' = Kekakuan elastomer

G = modulus geser dari elastomer

A = luasan elastomer

tr = ketebalan total dari elastomer

maka, didapatkan

$$K_H = K_H'$$

$$W \times \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 = \frac{G \times A}{tr}$$

$$A = \frac{W \times \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2}{G \times A} \times tr \quad (2.3)$$

3. Diameter HDRB

$$A = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \times A}{\pi}} \quad (2.4)$$

Dimana =

A = luasan elastomer

D = Diameter elastomer

4. Perpindahan rencana

$$D_D = \frac{9,81 S_{M1} T}{4\pi^2 \beta} \quad (2.5)$$

Dimana :

S_{M1} = Parameter percepatan spectral gempa

T = Periode

β = Koefisien numerik yang terkait dengan redaman efektif

2.4 Faktor Reduksi Gempa

Beban gempa rencana untuk gempa besar biasanya direpresentasikan sebagai respon spektra linier elastik yang

memperhitungkan pergerakan tanah terbesar yang mungkin terjadi untuk suatu kurun waktu tertentu pada suatu lokasi untuk suatu bangunan yang harus tetap berperilaku elastik dan dan tidak mengalami kerusakan akibat beban gempa besar tersebut. Namun demikian, tidaklah ekonomis bila suatu perencanaan bangunan menggunakan beban gempa sesuai respon spektra linier elastik. Agar perencanaan bangunan lebih ekonomis, maka deformasi inelastis yang cukup besar dan terkontrol harus dapat diterima sebagai kriteria dasar perencanaan. Adanya deformasi inelastik tersebut memungkinkan untuk merencanakan beban gempa yang lebih kecil dengan faktor reduksi terhadap beban gempa. Reduksi ini dimungkinkan karena adanya penyerapan dan pemancaran energi gempa pada struktur-struktur yang direncanakan sedemikian rupa, sehingga memiliki daktilitas yang memadai. Faktor reduksi gempa tersebut dipengaruhi oleh daktilitas, faktor kuat dan redundancy. (Firmansyah, 2001)

Pada sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK) memiliki nilai-nilai sebagai berikut. (SNI 1726, 2012)

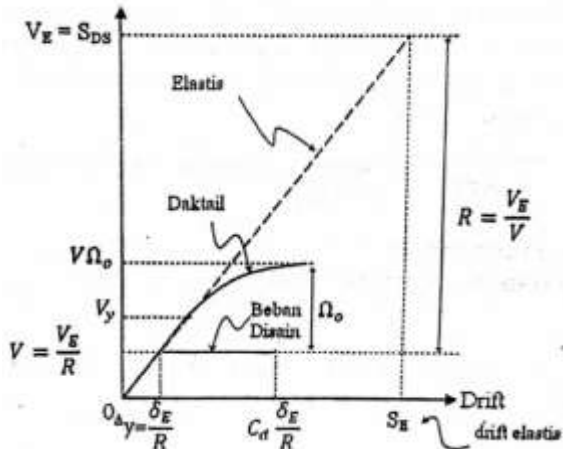
- $R=8$, sebagai nilai koefisien modifikasi respon tidak boleh dilampaui.
- Nilai $\Omega_0= 3$, sebagai parameter kuat lebih bahan dan sistem struktur tidak boleh lebih kecil.
- $C_d= 5,5$, sebagai parameter perbesaran defleksi juga tidak boleh diambil lebih kecil.

Pada sistem isolasi memiliki nilai R_1 yang berbeda dengan sistem struktur rangka terjepit dengan nilai-nilai sebagai berikut. (Neim dan Kelly, 1999)

Tabel 2.1 Reduksi Faktor untuk *Fixed-base* dan *Isolated Construction*

Cosntruction	R_1	R
Special moment-resisting frame	2,0	8,5
Shearwall	2,0	5,5
Ordinary braced frame	1,6	5,6
Eccentric braced frame	2,0	7,0

Ketentuan-ketentuan di atas secara grafis diperlihatkan sebagai berikut.



Gambar 2.3 Faktor Kuat Lebih dan Koef Modifikasi

Pada gambar diatas dapat mengandung karakteristik sebagai berikut. (Purwono dan Aji, 2014)

- Faktor R memberikan indikasi kuat gempa yang direncanakan untuk dipikul oleh struktur adalah hanya $V = V_E \cdot I/R$ dimana I adalah factor keutamaan bangunan yang direncanakan.
- Bila terjadi gempa besar (*major earthquake*) $> V_y$, sistem struktur akan berperilaku duktail sedangkan kekuatan strukturnya oleh sifat bahan dan sistem strukturnya bisa bertahan sampai $V \Omega_0$.
- Perilaku duktail ini menyerap (dissipating) energi gempa yang jauh melebihi V itu dalam bentuk deformasi inelastis terutama sendi-sendi plastis balok dan kolom sistem struktur.
- C_d menuntut struktur mampu terkena drift masimum (Δu) sebesar $5,5 \times \Delta y$.

2.5 Derajat Kebebasan (*Degree of Freedom*)

Derajat kebebasan adalah derajat independensi yang diperlukan untuk menyatakan posisi suatu sistem pada setiap saat. Pada masalah dinamika, setiap titik atau massa pada umumnya hanya diperhitungkan berpindah tempat dalam satu arah saja yaitu arah horizontal. Karena simpangan yang terjadi hanya dalam satu bidang atau dua dimensi, maka simpangan suatu massa pada setiap saat hanya mempunyai posisi atau ordinat tertentu baik tertanda negatif ataupun bertanda positif.

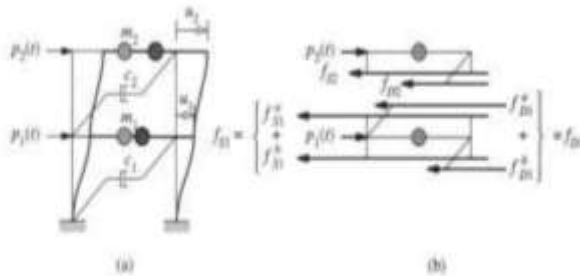
1. Sistem Kebebasan Derajat Tunggal (SDOF)

Sistem kebebasan derajat tunggal adalah sistem yang dimodelisasi sebagai sistem dengan koordinat perpindahan tunggal. Dimana massa pada bangunan terdapat pada 1 lantai mempunyai massa. Tiap massa mempunyai kebebasan bergerak.

Percepatan karena mempunyai vibrasi mereka mempunyai akselerasi dan jika mengenai massa, bangunan akan bergerak sesuai dengan massa dan percepatan dari bangunan tersebut. Setiap lantai mempunyai kebebasan bergerak yang biasa disebut sebagai *degree of freedom*. Biasanya bangunan 1 lantai disebut sebagai SDOF atau bangunan rendah dengan kekakuan yang sama.

2. Sistem Kebebasan Derajat Banyak (MDOF)

Persamaan gerak untuk sistem MDOF sederhana, dapat diidealisasikan pada struktur portal tingkat dua dengan gaya luar $p_1(t)$ dan $p_2(t)$ sebagai berikut.



Gambar 2.4 (a) Struktur portal tingkat dua (b) gaya yang bekerja pada kedua massa

Pada idealisasi tersebut balok dan lantai adalah kaku. Massa yang terdistribusi pada seluruh gedung akan diidealisasikan terpusat pada bidang lantai. Asumsi tersebut umumnya sesuai untuk bangunan bertingkat. Pada gambar 2.4 diatas, portal tingkat dua dengan massa terpusat pada setiap lantai memiliki dua DOF : perpindahan lateral u_1 dan u_2 pada kedua lantai dalam arah x. Gaya-gaya yang bekerja untuk setiap massa lantai m_j dapat dilihat pada gambar 2.4b., termasuk gaya luar $p_j(t)$, gaya elastic f_{Sj} dan gaya redaman f_{Dj} . Gaya elastis dan redaman menunjukan arah yang berlawanan, karena kedua gaya tersebut adalah gaya dalam yang menahan gerakan.

Berdasarkan keseimbangan dinamik berkaitan dengan respon struktur terhadap gerakan tanah adalah sebagai berikut:

$$\mathbf{K} \mathbf{u}(t) + \mathbf{C} \dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}}(t) = \mathbf{m}_x \ddot{u}_{gx}(t) + \mathbf{m}_y \ddot{u}_{gy}(t) + \mathbf{m}_z \ddot{u}_{gz}(t) \quad (2.7)$$

Dimana :

\mathbf{K} = matriks kekakuan

\mathbf{C} = matriks redaman

\mathbf{M} = matriks simpanan massa sebelum dan sesudahnya

$\mathbf{m}_x, \mathbf{m}_y, \mathbf{m}_z$ = beban akselerasi

$\ddot{u}_{gx}, \ddot{u}_{gy}, \ddot{u}_{gz}$ = komponen percepatan tanah seragam

Gaya gempa yang terjadi pada struktur bangunan mengakibatkan struktur mengalami pergerakan yang berbeda setiap lantainya dikarenakan berat bangunan dan ketinggian lantai. Perpindahan struktur bangunan yang terjadi setiap lantai ditinjau dari sisi luar bangunan dengan arah yang berbeda disebut simpangan. Perbedaan nilai perpindahan lantai terhadap perpindahan lantai dibawahnya disebut *drift*. Ketentuan perpindahan lantai pada struktur bangunan tergantung dari sistem struktur yang direncanakan dan kategori resiko pada kegunaan bangunan. Untuk sistem struktur rangka pemikul momen didapatkan batasan simpangan antar lantai tingkat sesuai SNI 1726-2012, pasal 7.1.1 adalah sebagai berikut:

$$\Delta a = 0,02h_{sx} \quad (2.9)$$

Dimana :

h_{sx} = Jumlah ketinggian lantai

2.6 Ketentuan Penulangan

1. Balok

Untuk melakukan pengecekan kekuatan balok beberapa hal yang perlu diperhatikan adalah sebagai berikut :

A. Untuk kekuatan balok telah mampu menahan beban:

$$M_u < \phi M_n \quad (2.10)$$

Dimana :

- M_u adalah momen ultimate terbesar yang didapatkan dari hasil kombinasi pembebanan yang dilakukan sesuai dengan fungsi, kegunaan dan wilayah struktur suatu gedung.
- M_n adalah momen nominal yang didapatkan dari kekuatan bahan material yang direncanakan yang dikalikan factor reduksi sesuai dengan SNI 2847-2013.

B. Cek perhitungan geser

Pada bagian joint balok kolom harus ditinjau terhadap momen probable. Momen probable adalah kekuatan lentur mungkin komponen struktur, dengan atau tanpa beban aksial,

yang ditentukan menggunakan property komponen struktur pada muka joint yang mengasumsikan tegangan tarik dalam batang tulangan longitudinal sebesar paling sedikit $1,25f_y$ dan factor reduksi kekuatan.

C. Cek tulangan transversal

Cek persyaratan tulangan transversal pada daerah sendi plastis (SNI 03-2847-2013 pasal 21.5.3.2).

- Sengkang tertutup pertama harus ditempatkan tidak lebih dari 50 mm dari muka komponen struktur penumpu.
 - Spasi sengkang tertutup tidak boleh melebihi nilai terkecil dari :
 - a) $d/4$
 - b) enam kali diameter tulangan longitudinal
 - c) 150mm

Cek persyaratan tulangan transversal di luar daerah sendi plastis (SNI 03-2847-2013 pasal 21.5.3.4).

- $d/2$

2. Kolom

A. Cek penampang sesuai dengan SNI 2847-2013 ps. 21.6.1

- $P_u > \frac{A_g \cdot f'_c}{10}$ (2.11)
- Dimensi penampang terpendek > 300 mm
- $b/h > 0,4$ (2.12)

B. Cek tulangan memanjang SNI 2847-2013 ps. 21.6.3

Luas tulangan memanjang (A_{st}) $> 0,001 A_g$ atau lebih dari $0,006 A_g$

C. Cek tulangan transversal

Sesuai dengan SNI 2847-2013 ps 21.6.3 adalah spasi tulangan transversal sepanjang panjang l_o komponen struktur tidak boleh melebihi yang terkecil dari ketentuan sebagai berikut :

- Seperempat dimensi komponen struktur minimum

- Enam kali diameter batang tulangan longitudinal yang terkecil
- $s_o = 100 + \frac{350 - 0,5h_x}{3}$, Nilai s_o tidak boleh melebihi 150 mm dan tidak perlu diambil kurang dari 100 mm.

D. Cek syarat Strong Coloumn Weak Beam

Dimana ketentuan bangunan tahan gempa yaitu suatu sistem struktur harus memenuhi kriteria kolom kuat balok lemah sesuai yang telah dijelaskan oleh SNI 2847-2013 ps 21.6.2.2

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb} \quad (2.13)$$

Dimana :

- $\sum M_{nc}$ adalah jumlah kekuatan lentur nominal kolom yang merangka kedalam joint, yang dievaluasi dimuka-muka joint. Kekuatan lentur kolom harus dihitung untuk gaya aksial terfaktor, konsisten dengan arah gaya-gaya lateral yang ditinjau, yang menghasilkan kekuatan lentur terendah.
- $\sum M_{nb}$ adalah jumlah kekuatan lentur nominal balok yang merangka kedalam joint, yang dievaluasi muka-muka joint. Pada kontruksi balok-T, bilamana slab dalam kondisi tarik akibat momen nuka joint, tulangan slab dalam lebar slab efektif yang didefinisikan harus diasumsikan menyumbang kepada M_{nb} jika tulangan slab disalurkan pada penampang kritis untuk lentur.

2.7 Analisa Statis Nonlinier (Pushover)

Ketika terjadi gempa besar, struktur mengalami plastifikasi di beberapa tempat. Sehingga bangunan tidak lagi berperilaku linier akan tetapi berperilaku nonlinier. Dengan begitu diperlukan analisa nonlinier untuk mengetahui perilaku struktur saat mengalami gempa besar.

Analisa statis nonlinier adalah analisa yang menggunakan beban statis yang ditingkatkan hingga struktur mencapai keruntuhan. Metode ini sering kali disebut metode *pushover*

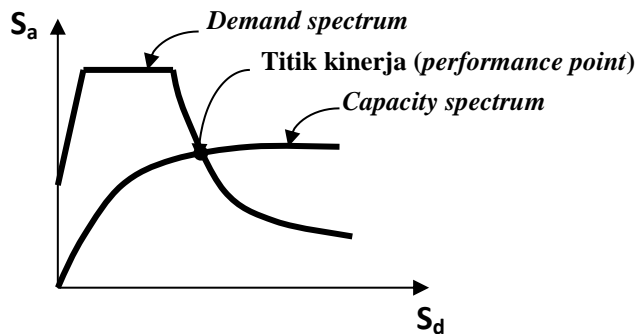
karena dalam aplikasinya, dimana struktur didorong secara bertahap hingga beberapa komponen struktur mengalami leleh dan berdeformasi inelastis. Hubungan antara perpindahan lateral lantai atap dan gaya geser dasar digambarkan dalam suatu kurva yang menggambarkan kapasitas struktur dan dinamakan kurva kapasitas (*capacity curve*). Untuk mengetahui perilaku struktur yang ditinjau terhadap intensitas gempa yang diberikan, kurva kapasitas ini kemudian dibandingkan dengan tuntutan (*demand*) kinerja yang berupa response spectrum berbagai intensitas (periode ulang) gempa.

Kurva *pushover* dapat digambarkan secara kualitatif kondisi kerusakan yang terjadi pada level kinerja yang ditetapkan agar awam mempunyai bayangan seberapa besar kerusakan itu terjadi.

Tujuan analisa *pushover* adalah untuk memperkirakan gaya maksimum dan deformasi yang terjadi serta untuk memperoleh informasi bagian mana saja yang kritis. Selanjutnya dapat diidentifikasi bagian-bagian yang memerlukan perhatian khusus untuk pendetailan atau stabilitasnya.

2.8 Metode Kurva Kapasitas (CSM)

Kurva kapasitas secara grafis terdapat dua buah grafik yang disebut spektrum, yaitu, spektrum kapasitas dan spektrum demand. Yang dapat gambarkan sebagai berikut.



Gambar 2.5 Titik Kinerja

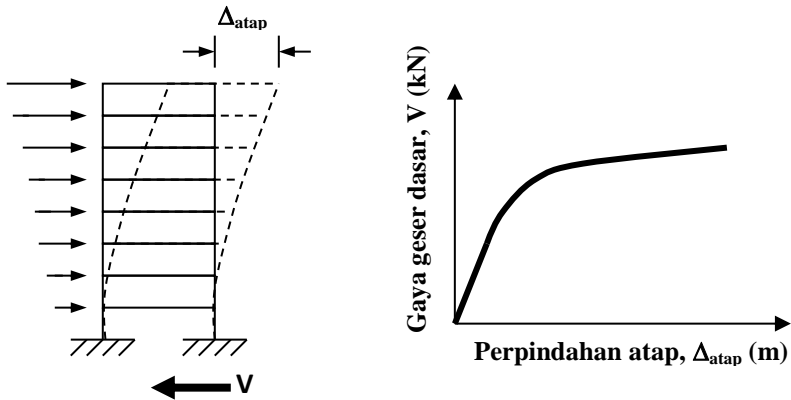
1. Kurva kapasitas

Spektrum kapasitas (*capacity spectrum*) yang menggambarkan kapasitas struktur berupa hubungan gaya dorong total (*base shear*) dan perpindahan lateral struktur (biasanya ditetapkan di puncak bangunan).

Spektrum kapasitas didapatkan dari kurva kapasitas (*capacity curve*) yang diperoleh dari analisis *pushover*. Karena kurva kapasitas merupakan hubungan antara gaya dorong total yang diberikan ke suatu struktur berderajat kebebasan banyak (*multi-degree-of-freedom-system*, MDOF) terhadap perpindahan yang dipilih sebagai referensi (umumnya puncak bangunan) sedangkan spektrum *demand* dibuat untuk struktur dengan kebebasan satu (*single-degree-of-freedom-system*, SDOF), maka kurva kapasitas dengan cara tertentu harus diubah menjadi spektrum kapasitas dengan satuan yang sama dengan spektrum *demand*. Spektrum *demand* didapatkan dengan mengubah spektrum respons yang biasanya dinyatakan dalam spektral kecepatan, S_a , dan Periode, T , menjadi format spektral percepatan, S_a , dan spektral perpindahan, S_d . Format yang baru ini disebut *Acceleration-Displacement Response Spectra (ADRS)*. Kurva kapasitas yang merupakan produk dari *pushover* dinyatakan dalam satuan gaya (kN) dan perpindahan (m), sedangkan *demand spectrum* memiliki satuan percepatan (m/detik^2) dan perpindahan (m). Satuan dari kedua kurva tersebut perlu diubah dalam format yang sama, yaitu spektral percepatan, S_a , dan spektral perpindahan, S_d , agar dapat ditampilkan dalam satu tampilan.

Kurva kapasitas menggambarkan kekuatan struktur yang besarnya sangat tergantung dari kemampuan momen-deformasi dari masing-masing komponen struktur. Cara termudah untuk membuat kurva ini adalah dengan mendorong struktur secara bertahap (*pushover*) dan mencatat hubungan antara gaya geser dasar (*base shear*) dan perpindahan atap akibat beban lateral yang dikerjakan pada struktur dengan pola pembebanan tertentu gambar 2.5. Pola pembebanan umumnya berupa respon ragam-1 struktur (atau bisa juga berupa beban statik ekuivalen) berdasarkan

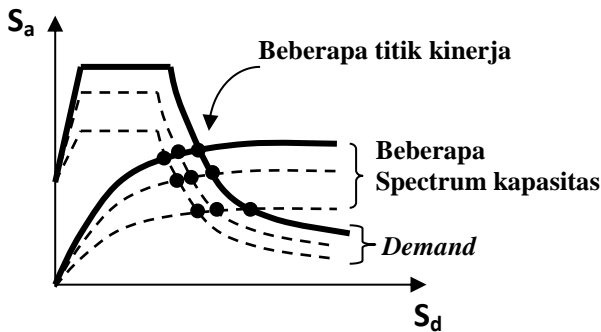
asumsi bahwa ragam struktur yang dominan adalah ragam-1. Hal ini berlaku untuk bangunan yang memiliki periode fundamental struktur yang relatif kecil. Untuk bangunan yang lebih fleksibel dengan periode struktur yang lebih besar, perencana sebaiknya memperhitungkan pengaruh ragam yang lebih tinggi dalam analisisnya.



Gambar 2.6 Kurva Kapasitas

2. Demand Spectrum

Demand Spectrum adalah menggambarkan besarnya *demand* (tuntutan kinerja) akibat gempa dengan periode ulang tertentu. Yang didapatkan dari spektrum respons elastis yang pada umumnya dinyatakan dalam satuan percepatan, S_a (m/detik^2) dan periode struktur, T (detik). Karena pada saat gempa besar telah terjadi plastifikasi di banyak tempat, maka perlu dibuat spektrum demand dengan memperhatikan redaman (*damping*) yang terjadi karena plastifikasi.



Gambar 2.7 Beberapa titik kinerja dalam satu grafik dalam CSM

Penyajian secara grafis dapat memberikan gambaran yang jelas bagaimana sebuah bangunan merespon beban gempa. Perencana dapat membuat berbagai skenario kekuatan struktur (dengan cara mengganti kekakuan dari beberapa komponen struktur) dan melihat kinerjanya akibat beberapa level *demand* yang dikehendaki secara cepat dalam satu grafik.

3. Titik Kinerja

Titik kinerja adalah representasi dari suatu kondisi dimana kapasitas gempa dari struktur sama dengan gempa yang akan terjadi pada gedung dan titik dimana capacity curve berpotongan dengan response spectrum curve didapat melalui proses pengecekan kinerja yang bertujuan memastikan bahwa baik komponen struktural dan non structural tidak mengalami kerusakan di luar batasan yang telah ditentukan oleh tujuan kinerja terlihat pada gambar 2.5. Gaya dan deformasi setiap komponen / elemen dihitung terhadap “peralihan tertentu” di titik kontrol yang disebut sebagai “target peralihan” dengan notasi δ_t dan dianggap sebagai perpindahan/peralihan maksimum yang terjadi saat bangunan mengalami gempa rencana (Vicky 2013).

Titik kinerja merupakan perpotongan antara spektrum kapasitas dan spektrum *demand*. Dengan demikian titik kinerja merupakan representasi dari dua kondisi, yaitu: 1) karena terletak pada spektrum kapasitas, merupakan representasi kekuatan struktur pada suatu nilai perpindahan tertentu, dan 2) karena terletak pada kurva *demand*, menunjukkan bahwa kekuatan struktur dapat memenuhi *demand* beban yang diberikan.

2.9 Konsep Level Kinerja

Peraturan dibuat untuk menjamin keselamatan penghuni terhadap gempa besar yang mungkin terjadi, dan untuk menghindari atau mengurangi kerusakan atau kerugian harta benda terhadap gempa sedang yang sering terjadi. Meskipun demikian, prosedur yang digunakan dalam peraturan tersebut tidak dapat secara langsung menunjukkan kinerja bangunan terhadap suatu gempa yang sebenarnya, kinerja tadi tentu terkait dengan resiko yang dihadapi pemilik bangunan dan investasi yang dibelanjakan terkait dengan resiko yang diambil. Perencanaan bangunan tahan gempa berbasis kinerja merupakan proses yang dapat digunakan untuk perencanaan bangunan baru maupun perkuatan bangunan yang sudah ada, dengan pemahaman yang realistis terhadap resiko keselamatan, kesiapan pakai dan kerugian harta benda yang mungkin terjadi akibat gempa yang akan datang.

Proses perencanaan tahan gempa berbasis kinerja dimulai dengan membuat model rencana bangunan kemudian melakukan simulasi kinerjanya terhadap berbagai kejadian gempa. Setiap simulasi memberikan informasi tingkat kerusakan, ketahanan struktur, sehingga dapat memperkirakan berapa besar keselamatan, kesiapan pakai dan kerugian harta benda yang akan terjadi. Perencana selanjutnya dapat mengatur ulang resiko kerusakan yang dapat diterima sesuai dengan resiko biaya yang dikeluarkan.

1. Metode Koefisien Perpindahan (FEMA 356)

Metode Koefisien merupakan metode yang terdapat dalam FEMA 273/356 pasal 3.3.3.2 untuk prosedur static nonlinear. Penyelesaian dilakukan dengan memodifikasi respons elastis linier dari sistem SDOF ekuivalen dengan faktor koefisien C_0 , C_1 , C_2 dan C_3 sehingga dapat dihitung target perpindahan (δt).

$$\delta t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot S_a \cdot \left(\frac{T_e}{2\pi} \right)^2 \cdot g \quad (2.7)$$

dimana:

δt = target perpindahan

T_e = waktu getar alami efektif

C_0 = koefisien faktor bentuk, untuk merubah perpindahan spectral menjadi perpindahan atap, umumnya memakai factor partisipasi ragam yang pertama atau berdasarkan Tabel 3-2 dari FEMA 356.

C_1 = faktor modifikasi untuk menghubungkan perpindahan inelastic maksimum dengan perpindahan respons elastik linier. Nilai $C_1 = 1,0$ untuk $T_e \geq T_s$ dan

$$C_1 = \frac{[1 + (R-1) \frac{T_s}{T_e}]}{R} \text{ untuk } T_e < T_s$$

C_2 = koefisien untuk memperhitungkan efek “pinching” dari hubungan beban deformasi akibat degradasi kekakuan dan kekuatan, berdasarkan Tabel 3-3 dari FEMA 356.

C_3 = koefisien untuk memperhitungkan pembesaran lateral akibat adanya efek $P\delta$. Untuk gedung dengan perilaku kekakuan pasca-leleh bernilai positif maka $C_3 = 1,0$. Sedangkan untuk gedung dengan perilaku kekakuan pasca-leleh negatif,

$$C_3 = 1,0 + \frac{|\alpha|(R-1)^{3/2}}{T_e}$$

α = rasio kekakuan pasca leleh terhadap kekakuan elastis efektif.

R = rasio “kuat elastis perlu” terhadap “koefisien kuat leleh terhitung”.

$$R = \frac{S_a}{v_y/W} C_m$$

- Sa = akselerasi respon spektrum yang bekesesuaian dengan waktu getar alami efektif pada arak yang ditinjau.
 Vy = gaya geser dasar pada saat leleh.
 W = total beban mati dan beban hidup yang dapat direduksi.
 Cm = faktor massa efektif yang diambil dari Tabel 3-1 dari FEMA 356.
 g = percepatan gravitasi 9,81 m/det².

Kategori level kinerja struktur yang menjadi acuan bagi perencana berbasis kinerja maka terdapat pada FEMA 356 pasal 1.5.3 adalah sebagai berikut.

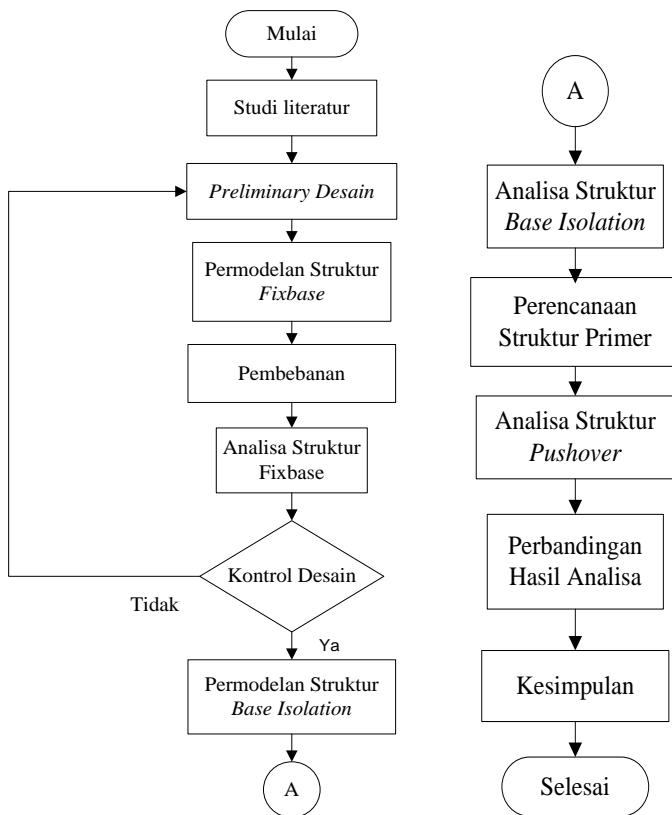
Tabel 2.2 Level Kinerja

Level Kinerja	Pengertian
Operasional (<i>Operational</i>)	Tidak ada kerusakan berarti pada struktur dan non-struktur, bangunan tetap berfungsi
Penempatan Segera (<i>Immediate Occupancy</i>)	Tidak ada kerusakan yang berarti pada struktur, dimana kekuatan dan kekakuannya kira-kira hampir sama dengan kondisi sebelum gempa. Komponen non-struktur masih berada ditempatnya dan sebagian besar masih berfungsi jika utilitasnya tersedia. Bangunan dapat tetap berfungsi dan tidak terganggu dengan masalah perbaikan.
Keselamatan Jiwa (<i>Life Safety</i>)	Terjadi kerusakan komponen struktur kekakuan berkurang, tetapi masih mempunyai ambang yang cukup terhadap keruntuhan. Komponen non-struktur masih ada tetapi tidak berfungsi. Dapat dipakai lagi jika sudah dilakukan perbaikan.
Mencegah Keruntuhan (<i>Collapse Prevention</i>)	Kerusakan yang berarti pada komponen struktur dan non-struktur. Kekuatan struktur dan kekakuan berkurang banyak, hampir runtuh. Kecelakaan akibat kejatuhan material bangunan yang rusak sangat mungkin terjadi.

BAB III METODOLOGI PENELITIAN

3.1 Diagram Alir

Tahapan-tahapan yang dilakukan dalam melakukan penelitian ini adalah sebagai berikut :



Gambar 3.1 Diagram Alir

3.2 Uraian Diagram Alir

3.2.1 Studi Literatur

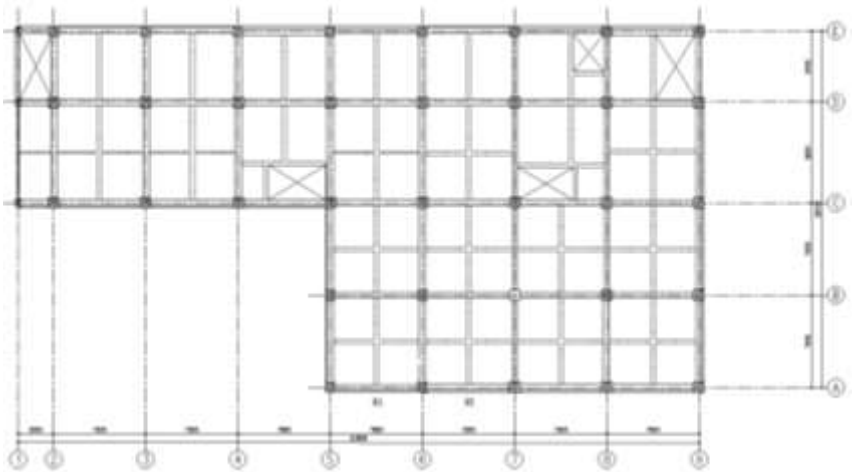
Peraturan yang digunakan dalam menyusun tugas akhir ini adalah sebagai berikut :

1. SNI 2847-2013
Persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung
2. SNI 1726-2012
Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung.
3. SNI 1723-2012
Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung.
4. FEMA 356
Merupakan acuan dalam menentukan tingkat performa bangunan.
5. *Design of seismic Isolated Structures*. Naim dan Kelly. 1999
Merupakan buku panduan dalam mendesain dimensi dari *High Damping Rubber Bearing*.

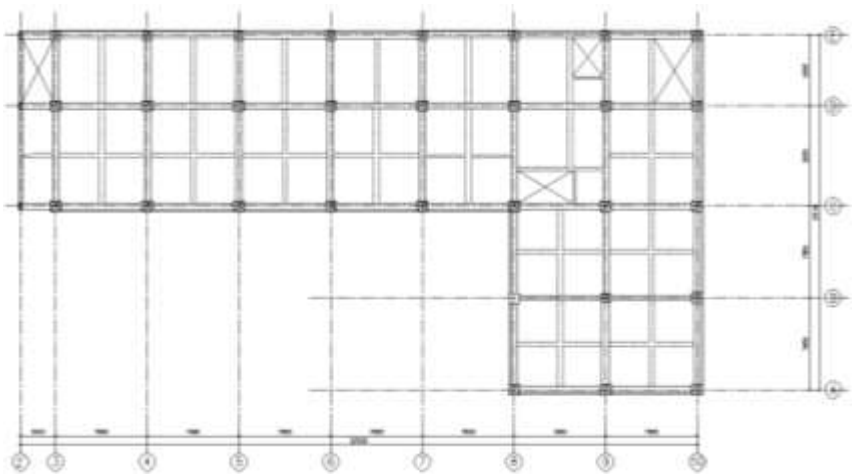
3.2.2 Data Perencanaan

Bangunan struktur beton yang akan direncanakan memiliki data sebagai berikut :

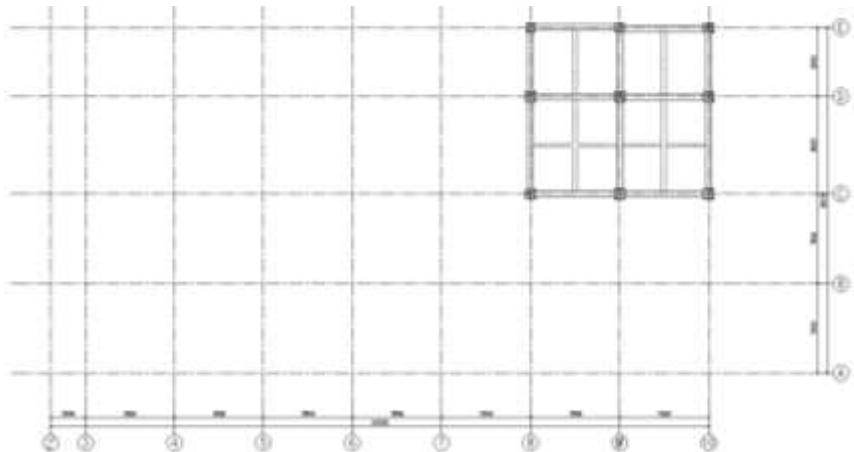
1. Fungsi bangunan : Hotel
2. Lokasi : Padang
3. Struktur Utama : Beton
4. Tinggi lantai : 45 m (12 lantai + 1 atap +1 basement)
5. Bahan struktur
 - Pelat : Mutu Beton $f'_c = 35$ Mpa. Mutu besi = $D \geq 10$ BJTP 40, $D < 10$ BJTP 24
 - Balok : Mutu Beton $f'_c = 35$ Mpa. Mutu besi = $D \geq 10$ BJTP 40, $D < 10$ BJTP 24
 - Kolom : Mutu Beton $f'_c = 40$ Mpa. Mutu besi = $D \geq 10$ BJTP 40, $D < 10$ BJTP 24



Gambar 3.2 Denah *Basement*- lantai 3



Gambar 3.3 Denah Lantai 4 - Lantai 12



Gambar 3.4 Denah Lantai Atap

3.2.3 Preliminary Desain

Perencanaan desain yang dilakukan pada struktur bangunan gedung yang akan dilakukan mengacu pada SNI 2847-2013. Penjabaran tentang dimensi struktur bangunan yaitu pelat, balok dan kolom akan dibahas pada bab selanjutnya.

Setelah itu, dilakukan permodelan terhadap gedung Grand Keisha dimana terdapat 2 (dua) permodelan yang dilakukan dengan menggunakan software SAP 2000 yaitu :

Model I : Sistem struktur tanpa alat peredam (*fixbase*)

Model II : Sistem struktur dengan alat peredam (*base isolation*)

Pada model II dilakukan jika struktur *fixbase* sudah memenuhi kriteria yang sesuai dengan SNI 1726-2012. Jika semua persyaratan telah memenuhi baru dilanjutkan permodelan model II untuk melakukan analisa selanjutnya.

3.2.4 Analisa Pembebanan

Perencanaan pembebanan struktur gedung menggunakan acuan berdasarkan peraturan SNI 1727-2013.

1. Beban Mati

Beban mati yang digunakan pada pembebanan struktur gedung adalah beban keseluruhan struktur yang bersifat tetap yang terdiri dimensi dari pelat, balok dan kolom. Berat mati tambahan (utilitas) seperti berat keramik + spesi = $1,1 \text{ kN/m}^2$, berat plafond = $0,05 \text{ kN/m}^2$, dan berat ME = $0,19 \text{ kN/m}^2$, berat dinding setengah bata = $2,5 \text{ kN/m}^2$.

2. Beban Hidup

Beban hidup yang digunakan berdasarkan kegunaan bangunan yang akan direncanakan adalah beban hidup hotel = $1,92 \text{ kN/m}^2$, beban hidup atap = $0,52 \text{ kg/m}^2$, dengan ketentuan lainnya sesuai dengan SNI 1727-2013.

3. Beban Gempa

Analisa beban gempa sesuai dengan lokasi gedung berada di padang, jenis tanah lunak, dan jenis kegunaan bangunan sebagai hotel mengacu pada 1726-2012.

3.2.5 Analisa Struktur dan Kontrol Desain

Analisa struktur yang dilakukan sesuai dengan ketentuan SNI 1726-2012. Hal pertama dalam kontrol desain yang dilakukan pada struktur fixbase merupakan kontrol dari periode, mass ratio, simpangan, P-delta, dan *drift*. Jika semua kontrol telah terpenuhi, maka dapat dilakukan pada struktur *base isolation* untuk meninjau sesuai dengan SNI 1726-2012.

3.2.6 Mendesain HDRB

Hal pertama yang dilakukan dalam mendesain dimensi HDRB adalah menentukan jenis tanah yang akan dipakai pada permodelan. Berikut merupakan rincian mengenai tahapan-tahapan yang digunakan dalam mendesain HDRB :

1. Mengelompokkan jenis HDRB .

Mengelompokkan jenis HDRB yang akan digunakan, sesuai dengan berat pada masing-masing berat bangunan pada titik-titik kolom.

2. Menentukan kekakuan dan diameter HDRB

Kekakuan HDRB didapatkan berdasarkan berat bangunan. Dari kekakuan tersebut diperoleh diameter yang akan digunakan, dengan rumusan yang terdapat pada bab 2 (2.1).

3. Kekakuan struktur

Kekakuan struktur merupakan kekakuan keseluruhan yang dijumlahkan pada masing-masing HDRB yang digunakan.

4. Perpindahan Rencana

Perpindahan rencana merupakan perpindahan yang terjadi pada elastomer sebagai acuan untuk mejadi batasan perpindahan pada masing-masing HDRB.

Berikut merupakan jenis HDRB yang akan digunakan. Menggunakan dari merk Bridgestone dengan karakteristik sebagai berikut :

Digunakan tipe MVBR-0468 (X.O.4R)

Rubber Code : XO.4R

Shear Modulus : 0.64 N/mm²

Equivalent Damping Ratio : 0.240

RubberThickness : 200 mm

3.2.7 Perencanaan Struktur Utama

Perencanaan struktur utama yaitu balok dan kolom sesuai dengan ketentuan SNI 2847-2013. Dimana mengatur tentang ketentuan perhitungan tulangan. Pada perencanaan tersebut dapat diketahui jug apakah balok dan kolom yangtelah diperhitungkan dapat memenuhi gaya yang terjadi atau tidak.

3.2.8 Analisa *pushover*

Jika dari hasil kontrol desain semua elemen sudah memenuhi. Maka, dilakukan analisa pushover dengan tahapan-tahapan (Wiryanto, 2005) :

1. Menentukan titik kontrol untuk memonitor besarnya perpindahan struktur. Rekaman besarnya perpindahan titik

kontrol dan gaya geser dasar digunakan untuk menyusun kurva *pushover*.

2. Membuat kurva *pushover* berdasarkan berbagai macam pola distribusi gaya lateral terutama yang ekuivalen dengan distribusi dari gaya inerti, sehingga diharapkan deformasi yang terjadi hampir sama atau mendekati deformasi yang terjadi akibat gempa. Oleh karena sifat gempa adalah tidak pasti, maka perlu dibuat beberapa pola pembebanan lateral yang berbeda untuk mendapatkan kondisi yang paling menentukan.
3. Estimasi besarnya perpindahan lateral saat gempa rencana (target perpindahan). Titik kontrol didorong sampai taraf perpindahan tersebut, yang mencerminkan perpindahan maksimum yang diakibatkan oleh intensitas gempa rencana yang ditentukan.
4. Mengevaluasi level kinerja struktur ketika titik kontrol tepat berada pada target perpindahan, merupakan hal utama dari perencanaan berbasis kinerja. Komponen struktur dan aksi perilakunya dapat dianggap memuaskan jika memenuhi kriteria yang dari awal sudah ditetapkan, baik terhadap persyaratan deformasi maupun kekuatan.

3.2.9 Hasil Analisa

Setelah hasil dari analisa *pushover*, maka hasil tersebut dapat dievaluasi dan dibandingkan pada kedua struktur. Hasil yang dievaluasi merupakan bab-bab yang dibahas pada permasalahan.

3.2.10 Kesimpulan

Setelah dari hasil analisa dikedua bangunan. Maka, dapat ditarik kesimpulan dari tugas akhir ini pada kedua bangunan tersebut.

(Halaman ini sengaja dikosongkan)

BAB IV

ANALISA STRUKTUR

4.1 Perencanaan Dimensi

4.1.1 Dimensi Balok

Sesuai dengan SNI 03-2847 pada tabel 9.5(a) tentang perhitungan tebal minimal balok dengan komponen struktur beton normal dan tulangan mutu 410 Mpa dengan ketentuan rumus sebagai berikut :

- Balok Induk (B1)

$$h_{\min} = \frac{1}{16} L_b \left(0,4 + \frac{f_y}{700} \right)$$

Untuk lebar balok dengan ketentuan sebagai berikut :

$$b = \frac{2}{3} h$$

Dimana :

h = tinggi balok

b = lebar balok

Balok Induk (B1) dengan panjang L = 8500 mm

$$h_{\min} = \frac{8500}{16} \times \left(0,4 + \frac{410}{700} \right) = 523,66 \text{ mm}$$

maka, direncanakan $h_{\min} = 700 \text{ mm}$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} \times 700 = 466,67 \text{ mm} \approx \text{direncanakan } b = 500 \text{ mm}$$

Maka direncanakan dimensi balok induk memanjang dengan dimensi 600/400 mm

- Balok Anak

$$h_{\min} = \frac{1}{21} L_b \left(0,4 + \frac{f_y}{700} \right)$$

Untuk lebar balok dengan ketentuan sebagai berikut :

$$b = \frac{2}{3} h$$

Dimana :

h = tinggi balok

b = lebar balok

Balok Anak (BA1) dengan panjang $L = 8500$ mm

$$h_{\min} = \frac{8500}{21} \times \left(0,4 + \frac{410}{700} \right) = 398,98 \text{ mm}$$

$h_{\min} = 404,76$ mm, maka direncanakan $h_{\min} = 450$ mm

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} \times 450 = 300 \text{ mm} \approx \text{direncanakan } b = 350 \text{ mm}$$

Maka direncanakan dimensi balok induk memanjang dengan dimensi 450/350 mm

Berikut merupakan rekapitulasi perencanaan dimensi balok sesuai dengan perhitungan :

Tabel 4.1 Perencanaan Dimensi Balok

Tipe Balok	l (mm)	h_{\min} (mm)	h_{pakai} (mm)	b_{\min} (mm)	b_{pakai} (mm)	Dimensi (cm)
B1	8500	523,7	700	466,7	500	70/50
B2	7800	480,5	700	466,7	500	70/50
B3	6000	369,6	700	466,7	500	70/50
B4	7800	480,5	800	533,3	550	55/80
BA1	8500	499,0	450	300,00	300	45/30
BA2	7800	366,1	400	266,7	300	40/30
BA3	6000	281,6	400	266,7	300	40/30

4.1.2 Dimensi Pelat

Untuk memenuhi syarat lendutan, ketebalan minimum dari pelat harus memenuhi persyaratan SNI 03-2847-2013 pasal 9.5.3.3 yaitu:

- a. Untuk $\alpha_{fm} \leq 0.2$

- b. Untuk $0.2 \leq \alpha_{fm} \leq 2$, ketebalan minimum pelat harus memenuhi:

$$h_1 = \frac{\lambda_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)}$$

dan tidak boleh kurang dari 125 mm.

- c. Untuk $\alpha_{fm} > 2$, ketebalan minimum pelat harus memenuhi:

$$h_2 = \frac{\lambda_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$$

dan tidak boleh kurang dari 90 mm

Dimana:

λ_n = panjang bentang bersih dalam arah memanjang dari konstruksi dua arah

β = rasio bentang bersih dalam arah memanjang terhadap arah memendek pada pelat dua arah

α_{fm} = nilai rata-rata α untuk semua balok pada tepi-tepi dari suatu panel

f_y = mutu tulangan baja (MPa)

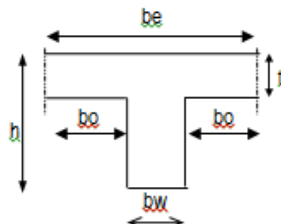
Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 8.12.2 ,pasal 8.12.3 dan pasal 10.10 (3) disebutkan beberapa kriteria menentukan lebar efektif (be) dari balok T.

Interior

be diambil yang terkecil dari:

$$be_1 < \frac{1}{4} L_b$$

$$be_2 < bw + 8t$$

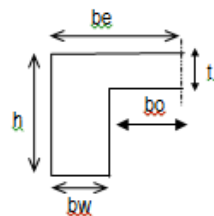


Eksterior

be diambil yang terkecil dari:

$$be_1 < \frac{1}{12} L_b$$

$$be_2 < bw + 6t$$



$$I_b = \frac{1}{12} x b_w x h^3 \quad I_p = \frac{1}{12} x b_p x t^3$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1 \right) \left(\frac{t}{h} \right) \left[4 - 6 \left(\frac{t}{h} \right) + 4 \left(\frac{t}{h} \right)^2 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1 \right) \left(\frac{t}{h} \right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1 \right) \left(\frac{t}{h} \right)}$$

Dimana:

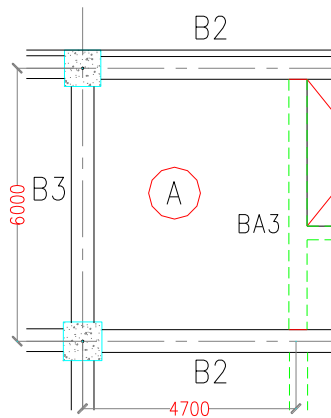
be = lebar efektif, harga minimum (cm)

bw = lebar balok (cm)

t = tebal rencana pelat (cm)

h = tinggi balok (cm)

1. Pelat A



Gambar 4.1 Preliminary Pelat A

- Rasio bentang

Bentang panjang (l_y) = 6000 mm

Bentang pendek (l_x) = 4700 mm

$$\begin{aligned} \text{Arah memanjang } (L_{n1}) &= 6000 - b_{B2} \\ &= 6000 - 500 \end{aligned}$$

$$= 5500 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\text{Arah memendek } (Ln_2) &= 4700 - b_{B3}/2 - b_{BA3} \\ &= 4700 - 250 - 200 \\ &= 4250 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\text{Rasio bentang } \beta = \frac{Ln1}{Ln2} = 4450 = 1,29 > 2 \text{ (Pelat dua arah)}$$

Karena tipe pelat A termasuk kedalam pelat dua arah, maka perlu dilakukan perhitungan kekakuan balok pada masing-masing balok yang mengapit pelat tersebut, dengan perhitungan sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 9.5.3 sebagai berikut:

A. Balok B3 (50/70)

- Mencari nilai b efektif

$$\begin{aligned}be_1 &= 0,25 Lb \\ &= 0,25 (6000) \\ &= 1500 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}be_2 &= bw + 2 \times 8t \\ &= 300 + 2 \times (8 \times 125) = 2300 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$be_2 < be_1, \text{ sehingga } be = be_2 = 1500 \text{ mm}$$

- Nilai modifikasi

$$\begin{aligned}k &= \frac{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{t}{h}\right) + 4 \left(\frac{t}{h}\right)^2 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)} \\ &= 1,909\end{aligned}$$

- Moment Inersia penampang balok T :

$$I_b = \frac{1}{12} x b w x h^3$$

$$I_b = \frac{1}{12} x 500 x 700^3 x 1,54 = 22,067,502741,23 mm^4$$

- Moment inersia lajur pelat :

$$I_p = \frac{1}{12} x b p x t^3$$

$$I_p = \frac{1}{12} x (5650) x 125^3 = 895.182.29,66 cm^4$$

- Rasio kekakuan balok terhadap pelat

Karena E_c balok = E_c pelat maka,

$$\alpha_1 = \frac{I_b}{I_p} = \frac{22,067,502741.23}{895.182.29.66} = 24,65 > 1 \text{ (memenuhi)}$$

B. Balok B2 (500/70)

Lb balok = 4700 mm

- Mencari nilai b efektif

$$be_1 = 0,25 Lb$$

$$= 0,25 (4700)$$

$$= 1175 \text{ mm}$$

$$be_2 = bw + 2 \times 8t$$

$$= 500 + 2 \times (8 \times 125) = 2500 \text{ mm}$$

$$be_2 < be_1, \text{ sehingga } be = be_2 = 1175 \text{ mm}$$

Nilai modifikasi

$$k = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{t}{h}\right) + 4 \left(\frac{t}{h}\right)^2 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)}$$

$$= 1,4008$$

- Moment Inersia penampang balok T :

$$Ib = \frac{1}{12} \times bw \times h^3 \times k$$

$$Ib = \frac{1}{12} \times 500 \times 700^3 \times 1,459 = 20.020.965649,35 mm^4$$

- Moment inersia lajur pelat :

$$Ip = \frac{1}{12} \times bp \times t^3$$

$$Ip = \frac{1}{12} \times (3650) \times 125^3 = 691.731.770,83 mm^4$$

- Rasio kekakuan balok terhadap pelat

Karena E_c balok = E_c pelat maka,

$$\alpha_1 = \frac{Ib}{Ip} = \frac{20.020.965649,35}{691.731.770,83} = 28,94 > 1 \text{ (memenuhi)}$$

C. BA3 (40/30)

Lb = 6000 mm

- Mencari nilai b efektif

$$be_1 = 0,25 Lb$$

$$= 0,25 (4700)$$

$$= 1500 \text{ mm}$$

$$be_2 = bw + 2 \times 8t$$

$$= 400 + 2 \times (8 \times 125) = 2400 \text{ mm}$$

$be_2 < be_1$, sehingga $be = be_2 = 1500 \text{ mm}$

- Nilai modifikasi

$$k = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1 \right) \left(\frac{t}{h} \right) \left[4 - 6 \left(\frac{t}{h} \right) + 4 \left(\frac{t}{h} \right)^2 + \left(\frac{be}{bw} - 1 \right) \left(\frac{t}{h} \right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1 \right) \left(\frac{t}{h} \right)}$$

$$= 1,73$$

- Moment Inersia penampang balok T :

$$Ib = \frac{1}{12} \times bw \times h^3$$

$$Ib = \frac{1}{12} \times 300 \times 400^3 = 2.000.000.000 \text{ mm}^4$$

- Moment inersia lajur pelat :

$$Ip = \frac{1}{12} \times bp \times t^3$$

$$Ip = \frac{1}{12} \times (6000) \times 125^3 = 937.500.000 \text{ mm}^4$$

- Rasio kekakuan balok terhadap pelat

Karena E_c balok = E_c pelat maka,

$$\alpha_1 = \frac{Ib}{Ip} = \frac{2.000.000.000}{937.500.000} = 2,13 > 1 \text{ (memenuhi)}$$

Ketebalan minimum pelat

$$\text{Jadi, } \alpha_m = \frac{1}{n} \times \sum \alpha = \frac{24,65 + 28,94 + 28,94 + 10,42}{4} = 23,24$$

Karena $0.2 > 2$, ketebalan minimum pelat harus memenuhi:

$$h = \frac{\lambda_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta} = \frac{6000 \left(0.8 + \frac{300}{1400} \right)}{36 + 9.1,29} = 117,08 \text{ mm}$$

Berikut merupakan rekapitulasi perhitungan tebal pelat yang telah dilakukan sebelumnya.

Tabel 4.2 Perencanaan Tebal Pelat

Pelat	Tipe Pelat	hmin (mm)
A	Dua arah	117,08
B	Dua arah	118,19
C	Dua arah	77,76

Maka, dipakai tebal pelat lantai minimum = 130 mm

4.1.3 Dimensi Kolom

Pada perencanaan dimensi kolom penulis membagi dimensi kolom kedalam 3 tipe yang terdiri dari tipe 1 dari lantai basement sampai lantai 5, tipe 2 dari lantai 6 sampai lantai 10 dan tipe 3 dari lantai 11- lantai atap. Berikut merupakan penjabaran mengenai perencanaan dimensi tersebut :

1. Tipe Kolom 1

Jumlah : 4 lantai

- Beban Mati

Tabel 4.3 Beban Mati Kolom Tipe 1

		P (m)	l (m)	t (m)	b _j	n		
Pelat	=	7.8	7.8	0.13	24	3	=	569.4624 kN
Balok	=	15.6	0.8	0.55	24	3	=	494.208 kN
Balok Anak	=	7.8	0.4	0.3	24	3	=	67.392 kN
Dinding	=		15.6	3.5	2.5	3	=	409.5 kN
Plafon	=	7.8	7.8		0.1	3	=	18.252 kN
Penggantung	=	7.8	7.8		0.07	3	=	12.7764 kN
Partisi	=	7.8	7.8		0.72	3	=	131.4144 kN
Keramik+spesi	=	7.8	7.8		0.77	3	=	140.5404 kN
Plumbing	=	7.8	7.8		0.1	3	=	18.252 kN
Instalasi listrik	=	7.8	7.8		0.19	3	=	34.6788 kN
Beban aspal	=	7.8	7.8		0.1	1	=	6.084 kN
				Beban Mati Total			=	1902.56 kN

- **Beban hidup**

Beban hidup lantai yang digunakan sesuai dengan kegunaannya sebagai hotel dihitung berdasarkan SNI 1727-2013 pasal 4.7.2

$L_o = 1,92 \text{ kN/m}^2$ (diperuntukan untuk hotel sesuai tabel 4-1)

$A_T = \text{luas tributary dalam (m}^2\text{)}$

$$= 7,8\text{m} \times 7,8\text{m}$$

$$= 60,84 \text{ m}^2$$

$K_{TT} = \text{factor elemen tabel 4-2} = 4$

$$L = L_o \left(0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_{TT} \times A_T}} \right) \times \text{banyaknya lantai}$$

$$L = 1,92 \left(0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{4 \times 60,48}} \right) \times 13 \text{ lantai}$$

$$= 1,042 \text{ kN} \times 7,8\text{m} \times 7,8\text{m} \times \text{lantai}$$

$$= 253,69 \text{ kN}$$

Beban hidup atap yang digunakan sesuai dengan SNI 1727-2013 pada lantai atap sebagai berikut :

Beban atap = $7,8\text{m} \times 7,8\text{m} \times 0,96 \text{ kN/m}^2 \times 0,6 = 35,04 \text{ kN}$

Beban hidup total = $253,69 \text{ kN/m}^2 + 35,04 \text{ kN} = 288,7 \text{ kN}$

Maka, beban total keseluruhan :

$$\begin{aligned}\text{Berat total} &= 1,2\text{DL} + 1,6\text{LL} \\ &= 1,2(1902,48 \text{ kN}) + 1,6(288,7 \text{ kN}) \\ &= 2.798,97 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\text{Dimensi kolom} = \sqrt{\frac{w}{0,65xf'c}}$$

$$\begin{aligned}\text{Dimensi kolom} &= \sqrt{\frac{x27.97 \times 1000}{0,65 \times 40}} \\ &= 328,10 \text{ mm} \\ &= 0,33 \text{ m} \approx 0,7 \text{ m}\end{aligned}$$

Berikut merupakan rekapitulasi perhitungan dimensi kolom yang telah dilakukan sebelumnya.

Tabel 4.4 Perencanaan Kolom

Type	B_{min} (m)	B_{rencana} (m)
K1	0,33	0,70
K2	0,52	0,90
K3	0,68	1,10

4.2 Pembebanan

Sebelum melakukan permodelan analisa struktur pada Etabs, perlu dilakukan terlebih dahulu perhitungan pembebanan yang hasilnya akan diinput pada software Etabs dan SAP. Analisa struktur yang dilakukan terdapat 2(dua) sistem yaitu sistem struktur fixbase dan sistem struktur *base isolation*.

Kombinasi pembebanan yang dilakukan sesuai dengan SNI 1726-2012 pasal 4.2.2. Adapun kombinasi pembebanan yang dilakukan adalah sebagai berikut :

1. 1,4 DL
2. 1,2DL+1,6LL
3. 1,2DL+1LL
4. 1,2DL+1LL+1R_{spx}
5. 1,2DL+1LL+1R_{spy}

6. $0,9DL+R_{spx}$
7. $0,9DL+R_{spx}$

4.2.1 Beban Mati

Beban mati yang terdiri dari berat sendiri balok kolom dan pelat yang dimodelkan akan dihitung secara otomatis pada program bantu etabs. Sedangkan, beban mati tambahan (Superimposed Dead Load) yang terdapat pada struktur akan dihitung secara manual dengan rincian sebagai berikut :

- *Ducting Mekanikal* : $0,19 \text{ kN/m}^2$ (ASCE 7-2002 Tabel C3-1, *Mechanical Duct Allowance*)
- *Lapisan Aspal* : $0,1 \text{ kN/m}^2$ (ASCE 7-2002 Tabel 3-1, *Asphalt Shingles*)
- *Berat plafon* : $0,1 \text{ kN/m}^2$ (ASCE 7-2002 Tabel C3-1, *Acoustical fiberboard*)
- *Beban Keramik + Spesi* : $0,77 \text{ kN/m}^2$ (ASCE 7-2002 Tabel C3-1, *Ceramic or quarry tile 19mm on 13 mm mortar bed*)
- *Beban dinding*: $0,72 \text{ kN/m}^2$ (SNI 1727:2013 pasal 4.32)
- *Beban Plumbing* : $0,10 \text{ kN/m}^2$ (ASCE 7-2002 Tabel C3-1)
- *Beban Penggantung* : $0,07 \text{ kN/m}^2$ (PPIUG 1983)

4.2.2 Beban Hidup

Beban Hidup yang digunakan tidak dikalikan dengan factor reduksi. Rincian beban hidup yang digunakan adalah:

- *Lantai atap*
Beban hidup atap yang difungsikan sebagai taman : $4,7 \text{ kN/m}^2$ (SNI 1727:2013 pasal 4.7.1)
- *Lantai hotel* : $1,92 \text{ kN/m}^2$ (SNI 1727:2013 Tabel 4-1)

Dari hasil perhitungan didapatkan bahwa berat bangunan tiap lantai adalah sebagai berikut.

Tabel 4.5 Berat Bangunan

Lantai	Beban Mati (KN)	Beban Hidup (KN)	Jumlah (KN)
Basement	13.324,8	2.538,09	15.863
LT1	14.676,7	2.402,73	17.079
LT2	14.676,7	2.402,73	17.079
LT3	13.095,7	2.437,36	15.533
LT4	12.860,0	1.970,16	14.830
LT5	10.728,0	1.970,16	12.698
LT6	10.728,0	1.970,16	12.698
LT7	10.728,0	1.970,16	12.698
LT8	10.728,0	1.970,16	12.698
LT9	11.227,0	1.970,16	13.197
LT10	11.227,0	1.970,16	13.197
LT11	11.227,0	1.970,16	13.197
LT12	12.860,0	1.202,23	14.062
LT13	1.783,4	217,15	2.001
TOTAL			18.6832

4.2.3 Beban Gempa

Pada jenis tanah yang direncanakan sesuai dengan lokasi bangunan yang terletak didaerah padang maka didapatkan dari hasil tanah NSPT lab sesuai dengan profil tanah lapisan 30m paling atas sesuai dengan ketentuan SNI 1726-2012 adalah sebagai berikut :

Tabel 4.6 Data Tanah

Kedalaman (m)	NSPT
5	14
9	3
12	2

18	8
20	9
27	12

Dari data diatas didapatkan nilai rata-rata adalah

$$N = \frac{14 + 3 + 2 + 8 + 9 + 12}{6} = 8$$

Maka, tanah termasuk kelas situs SE (tanah lunak).

Analisa perhitungan beban gempa yang mengacu pada SNI 1726-2012 dengan ketentuan sebagai berikut :

1. Menentukan kategori resiko bangunan dan faktor kegunaan

Pada bangunan yang ditinjau merupakan bangunan yang berfungsi sebagai hotel maka didapatkan data sebagai berikut :

Kategori resiko : II (Tabel 1)

Faktor keutamaan gempa : 1,0 (Tabel 2)

2. Menentukan parameter percepatan gempa

Kelas situs yang sesuai dengan nilai NSPT yang diterdapat dari data tanah hasil lab, didapatkan bahwa jenis tanah termasuk dalam kelas Tanah Lunak (SE)

$$S_s = 1,4$$

$$S_1 = 0,6$$

3. Menentukan factor koefisien situs (F_a, F_v)

Berdasarkan tabel 4 dan tabel didapatkan nilai $F_a = 0,9$ dan $F_v = 2,4$. Maka nilai parameter percepatan desain spektral perlu dihitung nilai parameter responspercepatan pada periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}) melalui perumusan berikut ini :

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s = 0,9 \times 1,4 = 1,26$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1 = 2,4 \times 0,6 = 1,44$$

Sedangkan parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek (S_{DS}) dan pada periode 1 detik (S_{D1}) harus ditentukan melalui perumusan berikut ini :

$$S_{DS} = 2/3 \cdot S_{MS} = 2/3 \cdot 1,26 = 0,84$$

$$S_{D1} = 2/3 \cdot S_{M1} = 2/3 \cdot 1,44 = 0,96$$

4. Menentukan kategori desain seismik (A-F)

Berdasarkan Tabel 3.6 dan Tabel 3.7, dilihat dari kategori resiko yang didapat pada tinjauan sebelumnya maka diketahui bangunan termasuk kategori sebagai berikut :

$S_{DS} : 0,84 \rightarrow$ Kategori Resiko D (Tabel 3.6)

$S_{D1} : 0,96 \rightarrow$ Kategori Resiko D (Tabel 3.7)

5. Menentukan Parameter R, Cd, dan Ω_0

Berdasarkan tabel 3.8 atau SNI 1726:2012 pasal 7.2.2 tabel 9 didapat nilai parameter struktur bangunan untuk rangka beton bertulang pemikul momen khusus adalah :

$$R = 8$$

$$C_d = 5,5$$

$$\Omega_0 = 3$$

6. Desain Respon Spektrum

Untuk grafik respons spektrum rencana, ketentuan berdasarkan pasal 6.4 sebagai berikut :

Batasan periode

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0,2 \frac{0,96}{0,84} = 0,23$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0,96}{0,84} = 1,14$$

Pada saat perioda lebih kecil dari pada T_0 , maka $T_0 = 0$ detik

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right)$$

$$= 0,84 \left(0,4 + 0,6 \frac{0}{0,23} \right) = 0,336$$

Respon Spektrum Percepatan Desain Saat $T_0 \leq T \leq T_s$

$$S_a = S_{DS} = 0,84$$

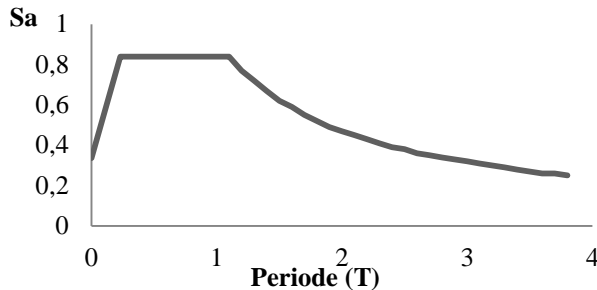
Respon Spektrum Percepatan Desain saat $T \geq T_s$, maka $T = 1,2$

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} = \frac{0,84}{1,2} = 0,7$$

Berikut merupakan perhitungan respon spectrum sesuai dengan lokasi rencana.

Tabel 4.7 Respon Spektrum

T	Sa	T	Sa
0	0,34	3	0,32
0,2286	0,84	3,1	0,31
1,1429	0,84	3,2	0,30
1,2	0,80	3,3	0,29
1,3	0,74	3,4	0,28
1,4	0,69	3,5	0,27
1,5	0,64	3,6	0,27
1,6	0,60	3,7	0,26
1,7	0,56	3,8	0,25
1,8	0,53	3,9	0,25
1,9	0,51	4	0,24
2	0,48	4,1	0,23
2,1	0,46	4,2	0,23
2,2	0,44	4,3	0,22
2,3	0,42	4,4	0,22
2,4	0,40	4,5	0,21
2,5	0,38	4,6	0,21
2,6	0,37	4,7	0,20
2,7	0,36	4,8	0,20
2,8	0,34	4,9	0,20
2,9	0,33	5	0,19



Gambar 4.2 Respon Spektrum

Pada gambar diatas merupakan response spectrum yang akan digunakan sebagai gempa dinamik yang akan dimasukan kedalam permodelan.

7. Periode fundamental pendekatan (T_a)

Periode fundamental perkiraan dihitung dengan menentukan nilai C_t dan X terlebih dahulu yang terdapat pada Tabel 3.10 atau SNI 1726:2012 tabel 15 . Selanjutnya nilai T_a dapat dicari dengan Persamaan (3-6) atau SNI 1726:2012 pasal 7.8.2.1 persamaan (26). Untuk SRPMK beton didapat nilai:

$$C_u = 1,4$$

$$C_t = 0,0466$$

$$x = 0,9$$

$$\text{Ketinggian struktur } (H_n) = 45 \text{ m}$$

$$\text{nilai } T_a = C_t \cdot H_n^{0,9} = 0,0466 \cdot 45^{0,9} = 1,433 \text{ detik}$$

$$\text{maka. } C_u \cdot T_a = 1,4 \cdot 1,433 = 2,0063 \text{ detik}$$

Didapatkan dari permodelan ETABS $T_c = 1,808$

maka, $T_a < T_c < C_u \cdot T_a = 1,433 < 1,808 < 2,0063$ OKE !!

Berdasarkan SNI 1726-2012 analisa yang dilakukan memenuhi syarat.

4.3 Sistem Struktur *Fixbase*

4.3.1 Kontrol Desain Struktur *Fixbase*

Setelah beban mati, beban hidup dan beban gempa telah dilakukan maka dilakukan kontrol desain terhadap struktur sesuai dengan SNI 1726-2012 dengan ketentuan sebagai berikut:

1. Gaya Geser Minimum

Koefisien respon seismic ditentukan sesuai pasal 7.6.1.1, didapatkan melalui persamaan.

$$V = C_s \times W \quad (\text{SNI 1726:2012 Pasal 7.8.1})$$

Dimana :

Nilai C_s di atas nilainya tidak perlu diambil lebih besar dari:

$$C_s 1 = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e} \right)} = \frac{0,96}{1,809 \left(\frac{8}{1} \right)} = 0,0663$$

Dan tidak lebih kecil dari :

$$\begin{aligned} C_s &= 0,044 \times S_{DS} \times I_e \\ &= 0,044 \times 0,847 \times 1 \\ &= 0,037 > 0,01 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Maka diambil nilai $C_s = 0,0663$

Dari analisis yang sudah dilakukan secara maual, didapatkan nilai berat total struktur gedung adalah : 186832 kN

$$\begin{aligned} V_{statik} &= C_s \times W \\ &= 0,0663 \times 186832 \\ &= 12.393,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dari hasil analisa Etabs yang dilakukan didapatkan nilai V dinamik sebagai berikut dengan dibandingkan dengan nilai statik sesuai dengan SNI 1726-2012 pasal 7.9.4 $V_{dinamik} > 0,85 V_{statik}$ adalah sebagai berikut :

Tabel 4.8 Gaya geser minimum

	Vdinamik (KN)	0,85 Vstatik (KN)	Kontrol
Arah X	8.278,89	10.534,48	Not oke
Arah Y	8.281,509	10.534,48	Not oke

Dari hasil perhitungan didapatkan bahwa persyaratan tersebut belum memenuhi, oleh karena itu, factor skala gempa harus dikalikan dengan nilai pembesaran :

$$\text{Factor skala} = 0,85 \times \frac{C_s \times W}{V}$$

- Arah X

$$\text{Factor skala} = 0,85 \times \frac{10.534,48}{8.278,9} = 1,28$$

- Arah Y

$$\text{Factor skala} = 0,85 \times \frac{10.534,48}{8.281,51} = 1,28$$

Maka didapatkan hasil perhitungan adalah sebagai berikut :

Tabel 4.9 Kontrol Gaya Geser

	Vdinamik (KN)	0,85 Vstatik (KN)	Kontrol
Arah X	10596,98	10534,48	Oke
Arah Y	10600,33	10534,48	Oke

2. Distribusi Horizontal Gaya Gempa

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.8.3, distribusi vertical beban gempa ditentukan dengan menghitung gaya gempa pada tiap lantai, F_i . Selanjutnya nilai F_i dikalikan dengan faktor distribusi vertikal C_{vx} sesuai untuk mendapatkan nilai V_i .

$$F_x = C_{vx} V$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

Keterangan :

C_{vx} = faktor distribusi vertikal

w_i dan w_x = bagian dari berat total seismik efektif struktur (W) yang ditempatkan pada tingkat i atau x

h_i dan h_x = tinggi dari dasar ke tingkat i atau x
 k = eksponen yang terkait dengan periode struktur = 1,65

Berikut merupakan hasil perhitungan gaya gempa horizontal.

Tabel 4.10 Gaya Gempa Horizontal

Zi (m)	Wi (kN)	Zi ^k	Wi x Zi ^k	C	F (kN)	V (KN)
45	2.001	534,32	1.068.922	0,032	398,91	398,91
42	14.062	476,83	6.705.243	0,202	2.502,35	2901,26
38.5	13.197	413,06	5.451.185	0,164	2.034,34	4935,60
35	13.197	352,95	4.657.931	0,140	1.738,30	6673,90
31.5	13.197	296,63	3.914.652	0,118	1.460,92	8134,82
28	12.698	244,24	3.101.367	0,093	1.157,41	9292,23
24.5	12.698	195,94	2.488.092	0,075	928,54	10.220,77
21	12.698	151,94	1.929.320	0,058	720,01	10.940,77
17.5	12.698	112,46	1.428.089	0,043	532,95	11.473,72
14	14.830	77,82	1.154.134	0,035	430,71	11.904,44
10.5	15.533	48,41	752.005	0,023	280,64	12.185,08
7	17.079	24,80	423.532	0,013	158,06	12.343,14
3.5	17.079	7,90	134.954	0,004	50,36	12.393,50
TOTAL			33.209.427			

3. Perhitungan Eksentrisitas

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 bahwa Antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat harus ditinjau suatu eksentrisitas rencana e_d sebagai berikut,

- Untuk $0 < e \leq 0,3 b$, maka :
 $e_d = 1,5 e + 0,05 b$ atau $e_d = 1 - 0,05 b$
dipilih nilai yang terbesar dari keduanya
- Untuk $e > 0,3 b$, maka :
 $e_d = 1,33 e + 0,1 b$ atau $e_d = 1,17 - 0,1 b$

dipilih nilai yang terbesar dari keduanya
 Sesuai dengan ketentuan berikut, didapatkan nilai eksentrisitas masing-masing lantai pada bangunan adalah sebagai berikut :

Tabel 4.11 Nilai Eksentrisitas

Diaphragm	Pusat massa		Pusat rotasi		Eksentrisitas		Batas eksentrisitas	
	XCM	YCM	XCR	YCR	X	Y	X	Y
	m	m	m	m	m	m	m	m
D1	32.11	18.39	31.43	18.06	0.69	0.33	2.88	1.505
D2	32.11	18.40	31.81	18.13	0.30	0.27	2.88	1.505
D3	32.38	18.40	32.13	18.31	0.24	0.09	2.88	1.505
D4	32.39	19.69	32.41	18.51	0.03	1.18	2.88	1.505
D5	32.46	19.69	32.65	18.79	0.19	0.90	2.88	1.505
D6	32.54	19.68	32.81	19.05	0.27	0.64	2.88	1.505
D7	32.54	19.68	32.95	19.25	0.41	0.43	2.88	1.505
D8	32.54	19.68	33.07	19.42	0.53	0.27	2.88	1.505
D9	32.61	19.68	33.19	19.55	0.58	0.13	2.88	1.505
D10	32.69	19.68	33.26	19.66	0.57	0.02	2.88	1.505
D11	32.86	19.62	33.32	19.74	0.46	0.12	2.88	1.505
D12	35.29	19.38	33.44	19.82	1.85	0.44	2.88	1.505

Dapat dianalisa bahwa nilai eksentrisitas masih dalam batas 5% dari lebar bangunan dikedua arah x dan arah y, maka bangunan tidak mengalami torsi.

4. Kontrol Partisipasi Massa

Untuk mendapatkan hasil analisis struktur yang baik, analisis yang dilakukan harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi minimal 90 dari massa aktual dari masing-masing arah horizontal orthogonal dari respon yang ditinjau model (SNI 03-1726-2012 pasal 7.9.1).

Didapatkan dari hasil permodelan etabs bahwa struktur sudah dapat memenuhi ketentuan yaitu mencapai lebih dari 90% pada modal ke-14.

Tabel 4.12Tabel Kontrol Mass Ratio

Mode	Period sec	Sum UX	Sum UY
1	1,809	0,6877	0,00002892
2	1,735	0,6877	0,6905
3	1,589	0,6877	0,6941
4	0,58	0,801	0,6943
5	0,56	0,8011	0,8022
6	0,514	0,8012	0,8066
7	0,315	0,8546	0,8071
8	0,306	0,8553	0,8537
9	0,277	0,8553	0,859
10	0,205	0,8883	0,8598
11	0,2	0,8894	0,8868
12	0,178	0,8894	0,8917
13	0,143	0,9059	0,8931
14	0,141	0,9076	0,9056
15	0,123	0,9077	0,9102
16	0,108	0,9183	0,9111
17	0,105	0,9191	0,9189
18	0,091	0,9194	0,9231
19	0,088	0,9277	0,9234
20	0,085	0,9277	0,9285

5. Kontrol Simpangan Antar Lantai

Defleksi pusat massa di tingkat x dan berdasarkan SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.6, persamaan 34, ditentukan dengan rumus:

$$\Delta_1 = \frac{C_d \times \delta_{el}}{I}$$

C_d = Faktor pembesaran defleksi (5,5).

Δx_e = Defleksi pada lantai x ditentukan dengan analisis elastis.

I_e = Faktor keutamaan (1,0).

$\Delta a = 0,020h_{sx}$

Berikut ini adalah kontrol simpangan antar lantai pada setiap lantai struktur akibat gempa arah x dan y .

Tabel 4.13 Kontrol Simpangan Arah X

Level	hi	RS - X		$d_{e(n+1)} - d_{e(n)}$		D		D_a		U1	U2
		U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2		
	cm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm		
13	45	97,9	35	1,2	0,3	6,6	1,65	60	60	oke	oke
12	42	99,6	34	3	1	16,5	5,5	70	70	oke	oke
11	38,5	96,7	33	4,9	1,6	26,95	8,8	70	70	oke	oke
10	35	91,6	31	7,2	2,4	39,6	13,2	70	70	oke	oke
9	31,5	84,1	29	8,4	2,7	46,2	14,85	70	70	oke	oke
8	28	75,8	26	9,7	3	53,35	16,5	70	70	oke	oke
7	24,5	66,1	23	10,8	3,4	59,4	18,7	70	70	oke	oke
6	21	55,1	20	11,2	3,8	61,6	20,9	70	70	oke	oke
5	17,5	43,6	16	11	3,8	60,5	20,9	70	70	oke	oke
4	14	32,4	12	10,6	3,7	58,3	20,35	70	70	oke	oke
3	10,5	21,5	8,3	9,4	3,6	51,7	19,8	70	70	oke	oke
2	7	11,6	4,6	7,3	2,8	40,15	15,4	70	70	oke	oke
1	3,5	3,7	1,5	3,3	1,3	18,15	7,15	70	70	oke	oke

Tabel 4.14 Kontrol Simpangan Arah Y

Level	hi	RS - Y		d _{e(n+1)} - de _(n)		D		D _a		U1	U2
		U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2		
	cm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm		
13	45	32,4	104	3,7	1,6	20,35	8,8	70	70	oke	oke
12	42	36,5	103	1,1	3,1	6,05	17,05	70	70	oke	oke
11	38,5	35,4	100	1,8	4,9	9,9	26,95	70	70	oke	oke
10	35	33,5	94	2,5	6,9	13,75	37,95	70	70	oke	oke
9	31,5	30,8	87	3	7,9	16,5	43,45	70	70	oke	oke
8	28	27,8	79	3,5	9,1	19,25	50,05	70	70	oke	oke
7	24,5	24,4	70	3,9	10,3	21,45	56,65	70	70	oke	oke
6	21	20,4	59	4,2	11,4	23,1	62,7	70	70	oke	oke
5	17,5	16,1	48	4,1	11,4	22,55	62,7	70	70	oke	oke
4	14	11,9	36	3,8	11,4	20,9	62,7	70	70	oke	oke
3	10,5	7,9	25	3,4	10,5	18,7	57,75	70	70	oke	oke
2	7	4,2	13	2,7	8,4	14,85	46,2	70	70	oke	oke
1	3,5	1,4	4,3	1,2	3,8	6,6	20,9	70	70	oke	oke

6. Kontrol P-Delta

Berdasarkan SNI 1726-2012 pasal 7.8.7 bahwa, Pengaruh P-delta pada geser dan momen tingkat, gaya dan momen elemen struktur yang dihasilkan, dan simpangan antar lantai tingkat yang timbul oleh pengaruh ini tidak disyaratkan untuk diperhitungkan bila koefisien stabilitas (θ) seperti ditentukan oleh persamaan berikut sama dengan atau kurang dari 0,10:

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d}$$

P_x = beban desain vertikal total pada dan di atas tingkat x , dinyatakan dalam

Δ = simpangan antar lantai tingkat desain

I_e = faktor keutamaan gempa =1

V_x = gaya geser seismik yang bekerja antara tingkat x dan $x - 1$

h_{sx} = tinggi tingkat di bawah tingkat

C_d = faktor pembesaran defleksi = 5,5.

Maka, didapatkan dari hasil perhitungan bahwa kontrol P-delta arah x dan arah y bangunan memenuhi sesuai dengan ketentuan. Dengan rincian sebagai berikut :

Tabel 4.15 Kontrol P-Delta Arah X

Lantai	Wi (kN)	h _{sx} (mm)	Δ		V(KN)	θ		Batas	Cek	
			U1	U2		U1	U2		U1	U2
13	2001	3000	9.35	2.75	398.9	0.0003	0.0001	0.1	oke	oke
12	14062	3500	15.95	5.5	2901.3	0.0017	0.0005	0.1	oke	oke
11	13197	3500	28.05	9.9	4935.6	0.0037	0.0006	0.1	oke	oke
10	13197	3500	41.25	13.2	6673.9	0.0061	0.0006	0.1	oke	oke
9	13197	3500	45.65	14.3	8134.8	0.0076	0.0006	0.1	oke	oke
8	12698	3500	53.35	16.5	9292.2	0.0097	0.0006	0.1	oke	oke
7	12698	3500	60.5	19.25	10220.8	0.0120	0.0006	0.1	oke	oke
6	12698	3500	63.25	20.9	10940.8	0.0137	0.0006	0.1	oke	oke
5	12698	3500	61.6	20.9	11473.7	0.0146	0.0006	0.1	oke	oke
4	14830	3500	59.95	21.45	11904.4	0.0157	0.0007	0.1	oke	oke
3	15533	3500	54.45	20.35	12185.1	0.0158	0.0007	0.1	oke	oke
2	17079	3500	43.45	17.05	12343.1	0.0140	0.0006	0.1	oke	oke
1	17079	3500	20.35	8.25	12393.5	0.0146	0.0059	0.1	oke	oke

Tabel 4.16 Kontrol P-Delta Arah Y

Lantai	Wi (kN)	h _{sy} (mm)	Δ		V(KN)	θ		Batas	Cek	
			U1	U2		U1	U2		U1	U2
13	2001	3000	22.55	8.25	398.9	0.0007	0.0003	0.1	oke	oke
12	14062	3500	6.05	17.6	2901.3	0.0006	0.0016	0.1	oke	oke
11	13197	3500	10.45	29.15	4935.6	0.0014	0.0017	0.1	oke	oke
10	13197	3500	14.85	40.7	6673.9	0.0022	0.0019	0.1	oke	oke
9	13197	3500	16.5	42.9	8134.8	0.0027	0.0017	0.1	oke	oke
8	12698	3500	18.7	50.6	9292.2	0.0034	0.0017	0.1	oke	oke
7	12698	3500	22	57.2	10220.8	0.0044	0.0018	0.1	oke	oke
6	12698	3500	23.65	64.35	10940.8	0.0051	0.0019	0.1	oke	oke
5	12698	3500	23.1	63.25	11473.7	0.0055	0.0018	0.1	oke	oke
4	14830	3500	22	64.35	11904.4	0.0058	0.0021	0.1	oke	oke
3	15533	3500	20.35	61.05	12185.1	0.0059	0.0020	0.1	oke	oke
2	17079	3500	15.4	50.05	12343.1	0.0050	0.0018	0.1	oke	oke
1	17079	3500	7.7	23.65	12393.5	0.0055	0.0169	0.1	oke	oke

4.4 Sistem Struktur *Base Isolation*

4.4.1 Mendesain *Base Isolation*

Perhitungan untuk mendesain *base isolation* dengan tipe *High Damping Rubber Bearing* dilakukan dengan menghitung berat bangunan pada berat bangunan pada masing-masing titik kolom bangunan. Hasil analisa diambil dari hasil perhitungan Etabs dan SAP dengan kombinasi pembebanan terbesar, yaitu 1,2DL+1LL+RSPY setelah itu dikelompokkan hasil tersebut dengan membagi ke beberapa tipe sesuai dengan berat. Adapun data tersebut adalah sebagai berikut:

Tabel 4.17 Joint Reaction

Story	Joint Label	FZ (KN)	Tipe
Basement	52	10.980,987	1 (HDR 800)
Basement	70	10.005,776	
Basement	51	9.967,499	
Basement	47	9.853,566	
Basement	49	9.798,116	
Basement	43	9.787,901	
Basement	45	9.780,349	
Basement	41	9.761,183	
Basement	50	9.026,1	
Basement	48	8.156,358	
Basement	68	7.692,803	
Basement	46	7.448,82	
Basement	71	7.312,872	
Basement	54	7.161,404	
Basement	42	7.054,615	
Basement	44	7.037,325	
Basement	39	6.842,393	
Basement	61	6.542,535	

Tabel 4.7 *Joint Reaction* (Lanjutan)

Basement	60	6.513,846	2 (HDR 700)
Basement	72	6.512,103	
Basement	59	6.464,969	
Basement	58	6.425,149	
Basement	57	6.362,653	
Basement	62	6.099,559	
Basement	53	5.927,773	
Basement	69	5.833,946	
Basement	40	5.295,271	
Basement	73	5.110,89	
Basement	56	4.569,666	3 (HDR600)
Basement	63	4.079,56	
Basement	37	3.546,993	
Basement	66	3.183,547	
Basement	38	3.120,056	
Basement	55	2.775,814	
Basement	67	2.124,955	
Basement	64	1.989,811	
Basement	65	1.430,155	
		TOTAL	241.578,88 KN
			24.157,88 ton
			2.415.788 N
			241,5788 MN

Digunakan base isolation tipe High Damping Rubber Bearing dengan kalsifikasi sebagai berikut :

Digunakan tipe MVBR-0468 (X.O.4R)

Rubber Code : XO.4R

Shear Modulus : 0,62 N/mm²

Equivalent Damping Ratio : 0,240

Rubber Thickness : 200 mm

$T_D = 3 \times T_c = 5,427$ detik (sesuai SNI 1726-2012 Pasal 12.4.1)

1. Mencari kekakuan dan diameter HDRB

- Tipe A :

$$F_z = W = 10.980,987 \text{ kN} = 1.098,09 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} K_H &= W \times \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 \\ &= 1403,002 \times 1000 \times \left(\frac{2\pi}{5,427} \right)^2 \\ &= 1471910,729 \text{ N/m} \\ &= 1,471910729 \text{ MN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A &= \frac{K_H \times t_r}{G_A} \\ &= \frac{1,4719 \text{ MN/m} \times 0,2}{0,62 \text{ MN/m}} \\ &= 0,4748 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$A = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \times A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 0,4748}{\pi}} = 0,77 \text{ m}$$

Maka digunakan *base isolation* dengan *outer diameter* = 800 mm

- Tipe B :

$$F_z = W = 8.156,6358 \text{ kN} = 815,6358 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} K_H &= W \times \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 \\ &= 815,6358 \times 1000 \times \left(\frac{2\pi}{5,427} \right)^2 \\ &= 1093292,511 \text{ N/m} \\ &= 1,093292511 \text{ MN/m} \end{aligned}$$

$$A = \frac{K_H \times t_r}{G_A}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1,0932 \text{ MN/m} \times 0.2}{0,62 \text{ MN/m}} \\
 &= 0,352675004 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$A = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \times A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 0,3526}{\pi}} = 0,67 \text{ m}$$

Maka digunakan *base isolation* dengan *outer diameter* = 700 mm

- Tipe C :

$$F_z = W = 3546,993 \text{ kN} = 354.6993 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned}
 K_H &= W \times \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 \\
 &= 354,6993 \times 1000 \times \left(\frac{2\pi}{5,427}\right)^2 \\
 &= 475445,153 \text{ N/m} \\
 &= 0,47544515 \text{ MN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A &= \frac{K_H \times tr}{G_A} \\
 &= \frac{0,475 \text{ MN/m} \times 0.2}{0,62 \text{ MN/m}} \\
 &= 0,153 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$A = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \times A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 0,153}{\pi}} = 0,44 \text{ m}$$

Maka digunakan *base isolation* dengan *outer diameter* = 600 mm

2. Kekakuan aktual

HDRB 900, $A=0,5026 \text{ m}^2$, $G_A = 620.000 \text{ N/m}^2$

HDRB 700, $A= 0,3848 \text{ m}^2$, $G_B= 620.000 \text{ N/m}^2$

HDRB 600, $A=0,2827 \text{ m}^2$, $G_C= 620.000 \text{ N/m}^2$

BD & BM = 1.58

$$K_H^A = \frac{G_A \times A}{t_r} = \frac{620000 \times 0,5026}{0,2} = 1558229,95 \text{ N/m} = 1,558 \text{ MN/m}$$

$$K_H^B = \frac{G_B \times A}{t_r} = \frac{620.000 \times 0,3848}{0,2} = 1193019,81 \text{ N/m} = 1,193 \text{ MN/m}$$

$$K_H^C = \frac{G_C \times A}{t_r} = \frac{620000 \times 0,2827}{0,2} = 876504,35 \text{ N/m} = 0,876 \text{ MN/m}$$

3. Kekakuan Struktur

$$K_H = 9 \times 1,558 + 7 \times 1,193 + 21 \times 0,87 = 40,7817 \text{ MN/m}$$

Dimana :

$$\begin{aligned} \omega^2 &= \frac{K_H}{W} \\ &= 40781799.63 \text{ N/m} \times \frac{1}{304102936 \text{ N}} \\ &= 1.299 \end{aligned}$$

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 4.83 \text{ detik}$$

Didapatkan pada Tperhitungan = T dari SAP

$$4,83 \text{ detik} = 4,65 \text{ detik (oke)}$$

4. Perpindahan Rencana

$$\begin{aligned} D_D &= \frac{g \times S_{D1} \times T}{4\tau^2 \times B_D} \\ &= \frac{9,81 \times 0,96 \times 4,83}{4\tau^2 \times 1,58} \\ &= 0,730 \text{ m} \end{aligned}$$

5. Mencari gaya geser diatas struktur isolasi

$$\begin{aligned} V_S &= \frac{K_H \times D_D}{R} \\ &= \frac{40,78 \times 0,730}{2} \\ &= 14,88 \text{ MN} = 14.887,98 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$C_s = \frac{V_s}{W} = \frac{14887,98}{241.578} = 0,0616$$

Sesuai dengan SNI 1726-2012 pasal 12.5.4.3 mengatakan bahwa, nilai V_s tidak boleh diambil lebih kecil dari struktur terjepit di dasar, maka nilai V_s base isolation memenuhi syarat tersebut. Oleh karena itu, dapat dianalisa pada tahap selanjutnya.

Berikut merupakan input base isolation menggunakan jenis High Damping Rubber Bearing pada SAP 2000. Define-SectionProperties-Link/SupportProperties-AddNewProperty.

Link/Support Property Data

Link/Support Type: Rubber Isolation

Property Name: HCR 123 Set Default Name

Property Notes: Modifikasi

Total Mass and Weight

Mass: 1.00 Rotational Inertia 1: 1

Weight: 0.0 Rotational Inertia 2: 1

Rotational Inertia 3: 1

Factors For Link, Area and Solid Springs

Property is Defined for This Length in a Link Spring: 1.0

Property is Defined for This Area in Area and Solid Springs: 1

Directional Properties

Direction	Fixed	RotLink	Properties
123 1-1	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modifikasi for 123
123 1-2	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modifikasi for 123
123 1-3	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modifikasi for 123
123 2-1	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modifikasi for 123
123 2-2	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modifikasi for 123
123 2-3	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modifikasi for 123

P Data Parameters: Advanced...

File Clear All

Gambar 4.3 Input *HDRB*

Link/Support Directional Properties

Identification	
Property Name	HDR 600
Direction	U1
Type	Rubber Isolator
NonLinear	No

Properties Used For All Analysis Cases	
Effective Stiffness	197000
Effective Damping	0.24

OK Cancel

Gambar 4.4 Input Kekakuan U1

Link/Support Directional Properties

Identification	
Property Name	HDR 600
Direction	U2
Type	Rubber Isolator
NonLinear	Yes

Properties Used For Linear Analysis Cases	
Effective Stiffness	0.76
Effective Damping	0.24

Shear Deformation Location	
Distance from End	0.4079

Properties Used For Nonlinear Analysis Cases	
Stiffness	0.76
Yield Strength	71.5
Post Yield Stiffness Ratio	0.1

OK Cancel

Gambar 4.5 Input Kekakuan U2

Gambar 4.6 Input Kekauan U3

4.4.2 Gaya Geser Dibawah Struktur

Gaya geser struktural dibawah sistem isolasi pada SNI 1726-2012 pasal 12.5.4.1 menyebutkan bahwa sistem isolasi, fondasi dan semua elemen-elemen structural dibawah sistem isolasi harus direncanakan dan dibangun untuk menahan gaya gempa lateral minimum, V_b , dengan menggunakan semua persyaratan struktur tanpa isolasi sesuai dengan persamaan berikut.

$$V_b = K_{D_{max}} \times D_D$$

Keterangan:

$K_{D_{max}}$ = kekakuan efektif maximum dari sistem isolasi pada perpindahan rencana dalam arah horizontal yang ditinjau.

D_D = perpindahan rencana dititik pusat kekakuan sistem isolasi diarah yang ditinjau.

Maka, didapatkan nilai V_b sesuai dengan perhitungan yang telah dilakukan.

$$K_{D_{max}} = 40,7817 \text{ MN/m} = 40.781,8 \text{ KN/m}$$

$$V_b = 40.781,8 \text{ KN/m} \times 0,730\text{m} = 29.775,97 \text{ KN}$$

$$C_s = \frac{V_s}{W} = \frac{29.775,97}{241.578} = 0,123$$

4.4.3 Kontrol Struktur Base Isolation

1. Gaya Geser Di Atas Pondasi

Dari hasil analisa SAP yang dilakukan didapatkan nilai V dinamik sebagai berikut dengan membandingkan nilai statik. $V_{\text{dinamik}} > 0,85 V_{\text{statik}}$ adalah sebagai berikut :

Tabel 4.18 Gaya Geser Minimum BI

	Vdinamik (KN)	0,85 Vstatik (KN)	Kontrol
Arah X	17.479,61	12.654,78	Ok
Arah Y	16.702,281	12.654,78	Ok

2. Kontrol Partisipasi Massa

Partisipasi massa yang didapatkan pada sturktur base isolation terjadi pada mode ke-2 hal ini menandakan bahwa partisipasi massa struktur base isolation lebih cepat dibandingkan dengan struktur fixbase.

Tabel 4.19 Kontrol Partisipasi Massa BI

Case	Mode	Periode	SUM UX	SUM UY
MODAL	1	4,480	0,41	0,4
MODAL	2	4,422	0,94	0,87
MODAL	3	4,158	0,99	0,99
MODAL	4	1,088	1,00	0,99
MODAL	5	1,044	1,00	1,00
MODAL	6	0,935	1,00	1,00
MODAL	7	0,515	1,00	1,00
MODAL	8	0,495	1,00	1,00

Tabel 4.19 Kontrol Partisipasi Massa BI (Lanjutan)

MODAL	9	0,446	1,00	1,00
MODAL	10	0,308	1,00	1,00
MODAL	11	0,299	1,00	1,00
MODAL	12	0,268	1,00	1,00
MODAL	13	0,258	1,00	1,00
MODAL	14	0,231	1,00	1,00
MODAL	15	0,222	1,00	1,00

3. Kontrol Simpangan Perlantai

Defleksi pusat massa di tingkat x dan berdasarkan SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.6, persamaan 34, ditentukan dengan rumus:

$$\Delta_1 = \frac{C_d \times \delta_{el}}{I}$$

C_d = Faktor pembesaran defleksi (2).

Δ_{xe} = Defleksi pada lantai x ditentukan dengan analisis elastis.

I_e = Faktor keutamaan (1,0).

$\Delta a = 0,015h_{sx}$

Penentuan nilai $C_d = R_1$, berdasarkan SNI 1726-2012 pasal 12.5.4.2 untuk sistem isolasi R_1 harus bernilai $3/8$ sari nilai R yang didapat pada tabel 9 SNI 1726-2012 dengan range nilai R_1 adalah $1 \leq R_1 \leq 2$.

$C_d = R_1 = 3/8$ $R = 3$

Maka diambil $C_d = 2$.

Berikut ini adalah kontrol simpangan antar lantai pada setiap lantai struktur akibat gempa arah x dan y .

Tabel 4.20 Simpangan Arah X BI

Level	hi cm	RS - X		$\delta_{e(n+1)} - \delta_{e(n)}$		Δ		Δ_a		U1 cm	U2 cm
		U1 mm	U2 mm	U1 mm	U2 mm	U1	U2	U1	U2		
13	45	441.64	173.18	1.1	13.1	2.2	26.1	45	45	ok	ok
12	42	440.52	186.25	2.1	1.0	4.2	2.0	52.5	52.5	ok	ok
11	38.5	438.43	185.26	3.4	1.5	6.8	2.9	52.5	52.5	ok	ok
10	35	435.01	183.79	5.1	2.1	10.1	4.1	52.5	52.5	ok	ok
9	31.5	429.95	181.73	6.1	2.5	12.2	4.9	52.5	52.5	ok	ok
8	28	423.83	179.27	7.3	2.9	14.5	5.8	52.5	52.5	ok	ok
7	24.5	416.56	176.39	8.5	3.3	17.0	6.7	52.5	52.5	ok	ok
6	21	408.06	173.07	9.7	3.8	19.4	7.6	52.5	52.5	ok	ok
5	17.5	398.34	169.29	10.4	4.0	20.8	8.1	52.5	52.5	ok	ok
4	14	387.95	165.26	11.0	4.3	21.9	8.6	52.5	52.5	ok	ok
3	10.5	376.98	160.96	11.4	4.5	22.8	9.0	52.5	52.5	ok	ok
2	7	365.57	156.44	11.7	4.6	23.4	9.3	52.5	52.5	ok	ok
1	3.5	353.88	151.79	11.4	22.5	22.8	45.0	52.5	52.5	ok	ok
B	0	342.47	129.28	0.0	0.0	0.0	0.0	703.37	703.37	ok	ok

Tabel 4.21 Simpangan Arah Y BI

Level	hi cm	RS - Y		$\delta_{e(n+1)} - \delta_{e(n)}$		Δ		Δ_a		U1	U2
		U1 mm	U2 mm	U1 mm	U2 mm	U1	U2	U1	U2		
13	45	116.47	384.43	0.29	1.01	0.57	2.02	45	45	ok	ok
12	42	116.18	385.44	0.53	2.34	1.06	4.68	52.5	52.5	ok	ok
11	38.5	115.65	383.10	0.87	3.42	1.74	6.84	52.5	52.5	ok	ok
10	35	114.78	379.68	1.08	4.80	2.15	9.59	52.5	52.5	ok	ok
9	31.5	113.70	374.88	0.22	4.71	0.43	9.42	52.5	52.5	ok	ok
8	28	113.49	370.17	1.8	5.4	3.7	10.8	52.5	52.5	ok	ok
7	24.5	111.66	364.76	2.4	6.3	4.8	12.7	52.5	52.5	ok	ok
6	21	109.28	358.41	2.7	7.3	5.4	14.7	52.5	52.5	ok	ok
5	17.5	106.58	351.07	2.9	8.0	5.7	16.0	52.5	52.5	ok	ok
4	14	103.73	343.08	3.0	8.8	5.9	17.6	52.5	52.5	ok	ok
3	10.5	100.77	334.25	3.0	9.5	6.0	19.1	52.5	52.5	ok	ok
2	7	97.76	324.71	3.1	10.0	6.1	19.9	52.5	52.5	ok	ok
1	3.5	94.68	314.75	3.0	9.8	6.0	19.6	52.5	52.5	ok	ok
B	0	91.68	304.97	0.0	0.0	0.0	0.0	703.37	703.37	ok	ok

BAB V

PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA

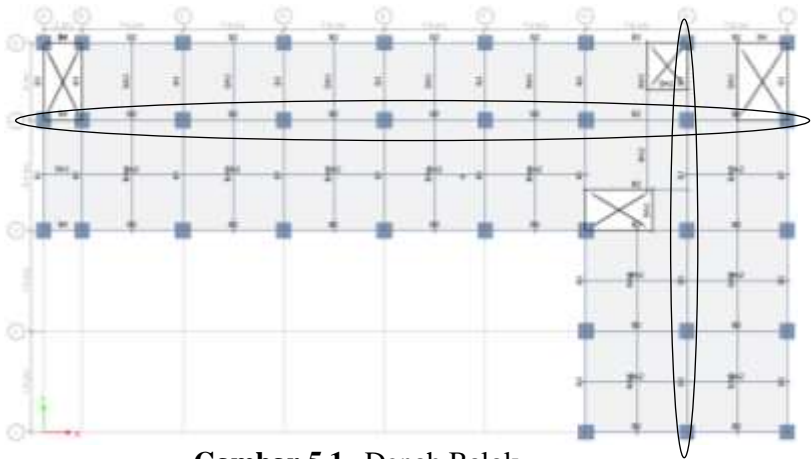
5.1 Perencanaan Struktur Primer

Pada penulangan struktur primer dilakukan perhitungan tulangan pada struktur *fixbase* dan struktur *base isolation* yang nantinya akan dilakukan analisa *pushover* untuk mengevaluasi kinerja dari masing-masing bangunan.

5.2 Perencanaan Struktur Fixbase

5.2.1 Perencanaan Balok

Pada perencanaan balok diambil pada portal x dan portal y dengan analisa terbesar disetiap lantainya. Sesuai dengan bentuk dan dimensi dilakukan perhitungan pada masing-masing tipe. Berikut merupakan gambar portal perhitungan balok dan hasil dari rekapitulasi gaya-gaya dalam yang telah diperhitungkan.



Gambar 5.1 Denah Balok

Tabel 5.1 Gaya Dalam Balok B1 Struktur Fixbase 8/C-D

Lantai	Momen			Geser	Torsi
	tump (-)	lap	tump (+)		
13	289,15	198,08	96,02	139,96	2,84
12	398,88	195,54	131,6	200,47	36,04
11	427,27	196,95	89,84	206,06	44,2
10	469,13	198,67	51,55	216,07	44,02
9	520,48	206,23	51,05	227,36	44,84
8	543,05	211,41	17,63	232,56	45,26
7	564,8	216,69	38,57	237,8	45,78
6	581,99	220,74	54,78	241,94	46,5
5	605,45	221,37	70,63	246,85	45,9
4	604,3	220,52	68,91	246,552	46,2
3	589,65	217,26	53,63	242,97	46,3
2	549,37	206,96	68,28	223,36	46,52
1	473,288	187,5	66,63	215,23	46,65
Base	340,15	226,07	188,8	178,92	10,42

Tabel 5.2 Gaya Dalam Balok B2 Struktur Fixbase D/2-3

Lantai	Momen			Geser	Torsi
	tump (-)	lap	tump (+)		
13	251,7	165,32	73,24	129,66	19,15
12	278,26	164,23	59,1	136,56	8,7
11	402,71	215,66	57,81	189,38	10,66
10	445,2	217,15	5,41	200,6	15,4
9	513,43	212,14	45,78	217,25	18,9
8	539,99	211,48	70,11	224,05	20,87
7	561,3	211,69	95,47	229,89	23,1
6	575,31	211,85	113,9	233,27	24,84

Tabel 5.2 Gaya Dalam Balok B2 Struktur Fixbase D/2-3
(Lanjutan)

5	594,01	208,3	126,85	237,5	23,63
4	584,13	208,06	118,84	234,95	25,3
3	553,6	208,35	93,93	227,12	23,77
2	502,5	208,54	47,9	213,9	20,45
1	417,21	209,1	30,52	191,8	14,5
Base	307,36	208,52	169,76	172,52	5,97

Tabel 5.3 Gaya Dalam Balok B3 Struktur Fixbase 8/D-E

Lantai	Momen			Geser	Torsi
	tump (-)	lap	tump (+)		
13	132,09	36,42	68,5	69,16	5,2
12	207,96	70,88	98,96	102,25	7,08
11	264,98	98,23	117,16	120,62	7,76
10	320,07	126,03	173,23	138,82	8,06
9	396,86	164,04	186,89	164,62	8,6
8	428,37	179,26	281,99	175,48	9,13
7	457,12	193,77	312,5	184,97	9,2
6	479,06	204,85	336,67	192,22	9,26
5	511,41	221,02	370,31	202,9	9,4
4	506,3	218,2	368,3	201,37	9,5
3	478,51	204,47	343,33	192,05	9,5
2	414,13	172,5	282,67	170,6	7,4
1	289,21	110,7	163,03	131,56	8,3
Base	89,67	17,4	43,07	72,98	5,6

Tabel 5.4 Gaya Dalam Balok B4 Struktur Fixbase D/1-2

Lantai	Momen			Geser	Torsi
	tump (-)	lap	tump (+)		
12	38,14	17,28	25,1	29,33	0,35
11	50,61	22,76	37,67	38,75	0,36
10	62,21	28,8	48,33	46,17	0,5
9	81,37	38,26	68,11	59,16	0,37
8	86,71	40,83	73,9	62,86	0,31
7	91,76	43,38	78,79	66,18	0,35
6	94,64	44,85	81,57	68,07	0,38
5	104,11	49,64	91,11	74,4	0,33
4	99,69	47,36	86,92	71,53	0,32
3	89,89	42,47	77,08	64,98	0,34
2	73,91	34,46	61,79	54,36	0,31
1	48,24	21,68	37,31	37,2	0,25
Base	10,3	3,38	4,46	15,19	0

Tabel 5.5 Gaya Dalam Balok B5 Struktur Fixbase 8/B-C

Lantai	Momen			Geser	Torsi
	tump (-)	lap	tump (+)		
12	334,93	167,27	51,19	157,79	5,6
11	468,09	216,48	50,14	211,8	7,06
10	532,19	217,42	60,14	228,82	8,84
9	625,06	213,89	146,44	251,85	10,99
8	668,24	214,01	189,79	262,92	12,21
7	704,67	210,6	242,18	272,18	13,17
6	733,32	225	271,82	279,78	13,85
5	774,62	243,14	307,13	289,6	13,43

Tabel 5.5 Gaya Dalam Balok B5 Struktur Fixbase 8/B-C
(Lanjutan)

4	722,23	242,5	305,05	288,98	12,6
3	522,59	199,57	116,29	224,46	10,92
2	506,48	199,65	72,41	212,76	9,3
1	422,84	199,63	11,37	131,56	5,85
Base	297,91	200,21	165,41	167,96	0,1

1. Penulangan Lentur Balok Induk B1 Interior

Perencanaan balok induk didesain dengan menggunakan tulangan tunggal dimana untuk merencanakan tulangan lentur diperhitungkan gaya gempa arah bolak balik (kiri-kanan) yang akan menghasilkan momen positif dan negatif pada tumpuan.

Data - data yang akan digunakan dalam merencanakan balok induk pada Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut :

Mutu beton (f'_c)	= 35 MPa
Mutu baja (f_y) tulangan	= 410 MPa
Dimensi balok induk	= 50/70 cm
Panjang balok induk	= 8,5 m
Tebal <i>decking</i>	= 40 mm
Diameter tulangan utama	= 22 mm ($A_s = 380,13 \text{ mm}^2$)
Diameter sengkang	= 13 mm ($A_s = 266,45 \text{ mm}^2$)
$d = 700 - 40 - 13 - (0,5 \times 22)$	= 636 mm

Dari hasil analisa SAP didapat nilai momen pada balok BI 1 sebagai berikut :

M tumpuan	= 653,75 kNm	= 653750000 Nmm
M lapangan	= 221.37 kN	= 221.370000 Nmm

A. Penulangan Tumpuan

$$M_u = 653750000 \text{ Nmm}$$

Dipakai $\phi = 0,9$ (asumsi)

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{410}{0,85 \times 35} = 13,78$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{653750000}{0,9 \times 400 \times 636^2} = 3,59$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0,25 \sqrt{35}}{410} = 0,00361$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{410} = 0,00341$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 \sqrt{f'_c}}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'_c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \sqrt{35}}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3,59}{0,85 \times 35}} \right) = 0,00936 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,00936 > \rho_{\min} = 0,00341$ dipakai ρ_{perlu} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar:

Tulangan lentur tarik

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,00936 \times 500 \times 636 = 2977,8 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_s \text{ D22}} \\ &= \frac{2977,8}{380,13} = 7,83 \approx 8 \text{ buah} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 8D22 ($A_s = 3042,3 \text{ mm}^2$)

Jarak antar tulangan 1 lapis

$$S_{\text{maks}} = \frac{b - (2 \times c) - (2 \times \phi_v) - (n - \phi_l)}{(n - 1)} = \frac{500 - (2 \times 40) - (2 \times 13) - (5 \times 22)}{(8 - 1)}$$

$$= 31 < 25 \text{ mm (memenuhi)}$$

Tulangan lentur tekan

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 2977,8 = 1488,9 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan lentur tekan

$$4D22 (A_s = 1521,1 \text{ mm}^2 > A_s') \dots \text{OK}$$

Kontrol penggunaan faktor reduksi

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \text{ perlu} \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b)} = \frac{2977,8 \times 410}{(0,85 \times 35 \times 410)} = 83,9 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,005 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,005 \frac{(35 - 28)}{7} = 0,8$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{83,9}{0,8} = 104,8$$

- Regangan Tarik

$$\epsilon_0 = 0,003 \text{ berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.2.3}$$

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_0 \times (d_x - c)}{c} = \frac{0,003 \times (636 - 104,8)}{104,8} = 0,015 > 0,005 \text{ OK}$$

Reduksi 0,9 dapat digunakan

- Kekuatan lentur nominal rencana

$$M_{n \text{ rencana}} = A_s \text{ pasang} \times f_y \times d - \frac{a}{2} = 3042,3 \times 410 \times (636 - \frac{83,9}{2}) = 741008946 \text{ Nmm}$$

- Kekuatan lentur nominal reduksi

$$\phi M_{n \text{ rencana}} = 0,9 \times 741008946 = 666910000 \text{ Nmm}$$

- Kontrol kekuatan lentur nominal reduksi terhadap momen ultimit

$$\phi M_n > M_u$$

$$666.91 \text{ KNm} > 653,75 \text{ KNm} \dots \text{OK}$$

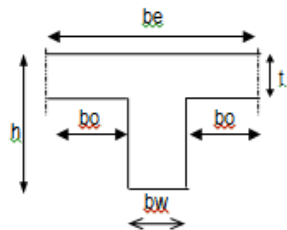
B. Cek penampang

Mencari lebar efektif balok T:

be diambil yang terkecil dari:

$$\begin{aligned} be_1 &= 0,25 L \\ &= 0,25 (7800) \\ &= 1950 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} be_2 &= b_w + 2 \times 8t \\ &= 500 + 2 \times (8 \times 130) = 2580 \text{ mm} \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} be_3 &= bw + 2 \times 0,5 L_n \\ &= 400 + 2 \times (0,5 \times 6700) = 7200 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Diambil } be = be_1 = 1950 \text{ mm}$$

$$Mu = 233330000 \text{ Nmm}$$

$$\text{Dipakai } \phi = 0,9$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{410}{0,85 \times 35} = 13,782$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{233330000}{0,9 \times 1950 \times 636^2} = 0,32$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{410} = 0,00341$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 \sqrt{f'_c}}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'_c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \sqrt{35}}{410} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,32}{0,85 \times 30}} \right) = 0,0001326 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,000132 > \rho_{\min} = 0,0035 \text{ dipakai } \rho_{\min} \text{ sehingga:}$$

$$\omega = \rho \frac{f_y}{f'_c} = 0,0035 \frac{410}{30} = 0,041$$

Kedalaman sumbu netral

$$c = \frac{1,18 \times \omega \times d}{\beta_1} = \frac{1,18 \times 0,041 \times 676}{0,85} = 36,19 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 \times c = 0,85 \times 36,19 = 37,23 \text{ mm}$$

$$hf = 130 \text{ mm (tebal pelat)}$$

Menurut Nawy (2013) jika $a > hf$, balok dapat dikatakan sebagai balok T. Sebaliknya, jika $a < hf$, maka analisa penulangan balok diperlakukan sebagai balok persegi. Dalam kasus ini, $a < hf$ maka analisa dilakukan menggunakan balok persegi.

C. Penulangan Geser

a. Penulangan geser tumpuan

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.4.1 bahwa gaya geser desain V_e harus ditentukan dari peninjauan gaya statis pada

bagian komponen struktur antara muka-muka *joint*. Harus diasumsikan bahwa momen-momen dengan tanda berlawanan yang berhubungan dengan kekuatan momen lentur yang mungkin M_{pr} bekerja pada muka-muka *joint* dan bahwa komponen struktur dibebani dengan beban gravitasi tributari terfaktor sepanjang bentangnya.

- Momen ujung positif tumpuan kiri

$$a_{pr_1} = \frac{1,25A_s f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{1,25 \times 3042,43 \times 410}{0,85 \times 35 \times 410} = 100,63 \text{ mm}$$

$$M_{pr_1} = 1,25 A_s f_y \left(d - \frac{a_{pr_1}}{2} \right) = 1,25 \times 3042,43 \times 410 \left(636 - \frac{100,63}{2} \right) = 913186812,71 \text{ Nmm}$$

- Momen ujung negatif tumpuan kiri

$$a_{pr_2} = \frac{1,25A_s f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{1,25 \times 1521,1 \times 410}{0,85 \times 35 \times 410} = 37,94 \text{ mm}$$

$$M_{pr_2} = 1,25 A_s f_y \left(d - \frac{a_{pr_1}}{2} \right) = 1,25 \times 1521,1 \times 410 \left(636 - \frac{37,94}{2} \right) = 479473552,65 \text{ Nmm}$$

Mencari nilai q_u

Pembebanan:

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri balok} &= 0,5 \text{ m} \times 0,7 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3 \\ &= 8,40 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat pelat} &= 0,13 \text{ m} \times 7,8 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3 \\ &= 26,52 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat tambahan} &= 1,95 \text{ kN/m}^2 \times 7,8 \text{ m} \\ &= 16,57 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Beban hidup:

$$\text{Beban hidup} = 1,92 \text{ kg/m}^2 \times 7,8 \text{ m} = 16,32 \text{ kg/m}$$

Beban terfaktor:

$$\begin{aligned} q_u &= 1,2 q_D + 1,6 q_L = (1,2 \times 51,49) + (1,6 \times 16,32) \\ &= 87,906 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Maka, gaya geser rencana:

$$\begin{aligned} V_{ki} &= \frac{M_{pr}^- + M_{pr}^+}{l} + \frac{q_u \cdot l}{2} \\ &= \frac{913,19 + 479,47}{7,8} + \frac{87,9 \cdot 7,8}{2} = 537,44 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_{ka} = \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{l} - \frac{q_u \cdot l}{2}$$

$$= \frac{479,47 + 913,19}{7,8} - \frac{87,9 \cdot 7,8}{2} = -209,76 \text{ kN}$$

Sedangkan V_u akibat gempa hasil analisa dengan menggunakan ETABS didapat 258,4 kN untuk di daerah tumpuan, dikarenakan nilai gaya geser dari analisa menggunakan ETABS lebih kecil daripada hasil analisa geser rencana, maka digunakan nilai dari gaya geser rencana.

$$V_u = 537,44 \text{ kN}$$

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.5.4.2 apabila gaya geser yang ditimbulkan oleh beban gempa tidak lebih besar daripada 50% gaya geser total, maka kekuatan geser yang disediakan oleh beton, V_c , harus dihitung.

$$\frac{913,19 + 479,47}{7,8} = 188,2 \text{ kN} < \frac{1}{2} \times 537,44 = 129,29 \text{ kN}$$

Selanjutnya maka,

$$V_c = 0$$

$$V_u = \phi V_s + \phi V_c$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - \phi V_c = \frac{537,44}{0,75} - (0)$$

$$= 716,59 \text{ kN} = 716590 \text{ N}$$

Dipakai tulangan sengkang 2Ø13, $A_v = 265.46 \text{ mm}^2$

Maka jarak antar sengkang, s , adalah

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{265.46 \cdot 410 \cdot 636}{716590} = 94 \text{ mm}$$

Syarat spasi maksimum tulangan geser balok pada sendi plastis (sepanjang 2h) menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.2 :

- $s < d/4 = 636/4 = 159 \text{ mm}$
- $s < 6\phi$ tulangan lentur = $6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
- $s < 150 \text{ mm}$

Sengkang pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan.

Pada daerah lapangan, syarat maksimum tulangan geser balok adalah :

- $s < d/2 = 636/2 = 313 \text{ mm}$

Sehingga dapat dipasang sengkang 2Ø13 – 75 mm sepanjang 1 m dari muka tumpuan, dan sengkang pertama dipasang sejarak 50 mm dari muka tumpuan.

b. Penulangan Geser Lapangan

Pada jarak $2h = 1200 \text{ mm}$ dari muka tumpuan hingga ke bagian lapangan, bekerja gaya geser sebesar:

$$V_u = 537,44 \text{ kN} - (87,9 \times 1) = 499,54 \text{ kN}$$

$$V_c = 0.17\lambda\sqrt{f'_c} b d = 0.17 \times 1 \times \sqrt{35} \times 500 \times 636 \\ = 313550 \text{ N} = 313,55 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - \phi V_c = \frac{537,44}{0.75} - (313,55) \\ = 403,04 \text{ kN} = 403038 \text{ N}$$

Dipakai tulangan sengkang 2Ø13, $A_v = 265.46 \text{ mm}^2$

Maka jarak antar sengkang, s , adalah

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{265.46 \cdot 400 \cdot 636}{403038} = 168 \text{ mm}$$

Jarak maksimum sengkang diluar $2h (=2 \times 500 = 1000 \text{ mm})$ tidak boleh melebihi nilai terkecil dari:

$$d/2 = 636 / 2 = 318 \text{ mm} \\ 500 \text{ mm}$$

Sehingga dapat dipasang sengkang 2Ø13 – 120 mm pada jarak 1 m dari muka tumpuan hingga tengah bentang.

D. Penulangan Torsi

Sedangkan untuk perencanaan penampang yang diakibatkan oleh torsi harus didasarkan pada perumusan sebagai berikut :

$$\phi T_n \geq T_u \quad (\text{SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.5})$$

Tulangan sengkang untuk torsi harus direncanakan berdasarkan (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.6) sesuai persamaan berikut :

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{s} \cot \theta$$

Dimana :

- T_n = Kuat momen torsi ($T_c + T_s > T_{min}$)
- T_s = Kuat momen torsi nominal tulangan geser
- T_c = Kuat torsi nominal yang disumbangkan oleh beton
- A_o = Luas bruto yang ditasi oleh lintasan aliran geser, mm
- A_t = Luas satu kaki sengkang tertutup yang menahan puntir dalam daerah sejarak s , mm²
- F_{yv} = kuat leleh tulangan sengkang torsi, Mpa
- s = Spasi tulangan geser atau puntir dalam arah parallel dengan tulangan longitudinal

Sesuai peraturan (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.1 (a) pengaruh torsi boleh diabaikan bila momen torsi terfaktor T_u kurang dari :

$$\phi 0,083 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

Dimana :

- ϕ = Faktor reduksi kekuatan
- f'_c = Kuat tekan beton, Mpa
- λ = 1,0 (beton normal)
- A_{cp} = Luas yang dibatasi oleh keliling luar penampang beton, mm²
- P_{cp} = Keliling luar penampang beton, mm²

Data perencanaan :

Dimensi Balok Induk = 500/700 mm

T_u = 48,25 KNm (output SAP)

Pada struktur statis tak tentu dimana reduksi momen torsi pada komponen struktur dapat terjadi akibat redistribusi gaya-gaya dalam dengan adanya keretakan. Sehingga berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.5.2.2 (a) maka momen puntir terfaktor maksimum T_u dapat direduksi sesuai persamaan berikut :

$$T_u < \phi 0,33 \lambda \sqrt{f'c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$48250000 < 0,75 \times 0,33 \times 1 \times \sqrt{35} \left(\frac{(500 \times 700)^2}{(500 + 700) \times 2} \right)$$

$$48250000 < 7473672663 \text{ Nmm}$$

Dengan demikian Tulangan Torsi tidak perlu diperhitungkan.

Kemudian untuk perhitungan balok tipe lain dilakukan cara yang sama untuk menghitung kebutuhan tulangan akibat lentur, geser, dan torsi pada tumpuan dan lapangan

Tabel 5.6 Penulangan Struktur Balok Fixbase B1 8/C-D

Lt	Momen			Geser		Torsi
	tump (-)	lap	tump (+)	tump	lap	
13	4D22	3D22	3D22	2D13-120	2D13-150	-
12	4D22	3D22	3D22	2D13-120	2D13-150	-
11	6D22	4D22	4D22	2D13-100	2D13-150	-
10	6D22	4D22	4D22	2D13-100	2D13-150	-
9	7D22	4D22	4D22	2D13-100	2D13-150	-
8	7D22	4D22	4D22	2D13-100	2D13-150	-
7	7D22	4D22	4D22	2D13-100	2D13-150	-
6	7D22	4D22	4D22	2D13-100	2D13-150	-
5	7D22	4D22	4D22	2D13-100	2D13-150	-
4	7D22	4D22	4D22	2D13-100	2D13-150	-
3	7D22	4D22	4D22	2D13-100	2D13-150	-
2	7D22	4D22	4D22	2D13-100	2D13-150	-
1	6D22	4D22	4D22	2D13-100	2D13-150	-
Base	4D22	3D22	3D22	2D13-120	2D13-150	-

Tabel 5.7 Penulangan Struktur Balok Fixbase B2 D/2-3

Lt	Momen			Geser		Torsi
	tump (-)	lap	tump (+)	tump	lap	
13	4D22	3D22	3D22	2D13-120	2D13-150	-
12	4D22	3D22	3D22	2D13-120	2D13-150	-
11	6D22	4D22	4D22	2D13-100	2D13-150	-
10	6D22	4D22	4D22	2D13-100	2D13-150	-
9	7D22	4D22	4D22	2D13-100	2D13-150	-
8	7D22	4D22	4D22	2D13-100	2D13-150	-
7	7D22	4D22	4D22	2D13-100	2D13-150	-
6	7D22	4D22	4D22	2D13-100	2D13-150	-
5	7D22	4D22	4D22	2D13-100	2D13-150	-
4	7D22	4D22	4D22	2D13-100	2D13-150	-
3	7D22	4D22	4D22	2D13-100	2D13-150	-
2	7D22	4D22	4D22	2D13-100	2D13-150	-
1	6D22	4D22	4D22	2D13-100	2D13-150	-
Base	4D22	3D22	3D22	2D13-120	2D13-150	-

Tabel 5.8 Penulangan Struktur Balok Fixbase B3 8/D-E

Lt	Momen			Geser		Torsi
	tump (-)	lap	tump (+)	tump	lap	
13	4D22	4D22	4D22	2D13-120	2D13-150	-
12	4D22	4D22	4D22	2D13-120	2D13-150	-
11	4D22	4D22	4D22	2D13-120	2D13-150	-
10	5D22	4D22	4D22	2D13-75	2D13-120	-
9	5D22	4D22	4D22	2D13-75	2D13-120	-
8	6D22	4D22	4D22	2D13-120	2D13-150	-

7	6D22	4D22	4D22	2D13-120	2D13-150	-
6	6D22	4D22	4D22	2D13-120	2D13-150	-
5	7D22	4D22	4D22	2D13-100	2D13-150	-
4	7D23	4D22	4D22	2D13-100	2D13-150	-
3	6D22	4D22	4D22	2D13-120	2D13-150	-
2	6D22	4D22	4D22	2D13-120	2D13-150	-
1	4D22	4D22	4D22	2D13-120	2D13-150	-
Base	4D22	4D22	4D22	2D13-120	2D13-150	-

Tabel 5.9 Penulangan Struktur Balok Fixbase B4 D/1-2

Lantai	Momen			Geser		Torsi
	tump (-)	lap	tump (+)	tump	lap	
12	3D19	2D19	2D19	2D10-75	2D10-100	-
11	3D19	2D19	2D19	2D10-75	2D10-100	-
10	3D19	2D19	2D19	2D10-75	2D10-100	-
9	4D19	2D19	3D19	2D10-75	2D10-100	-
8	4D19	2D19	3D19	2D10-75	2D10-100	-
7	4D19	2D19	3D19	2D10-75	2D10-100	-
6	4D19	2D19	4D19	2D10-75	2D10-100	-
5	4D19	2D19	4D19	2D10-75	2D10-100	-
4	4D19	2D19	4D19	2D10-75	2D10-100	-
3	4D19	2D19	3D19	2D10-75	2D10-100	-
2	3D19	2D19	2D19	2D10-75	2D10-100	-
1	3D19	2D19	2D19	2D10-75	2D10-100	-
Base	3D19	2D19	2D19	2D10-75	2D10-100	-

Tabel 5.10 Penulangan Struktur Balok Fixbase B5 8/B-C

Lt	Momen			Geser		Torsi
	tump (-)	lap	tump (+)	tump	lap	
12	4D22	4D22	4D22	2D13-100	2D13-150	-
11	5D22	4D22	4D22	2D13-100	2D13-150	-
10	6D22	4D22	4D22	2D13-100	2D13-150	-
9	7D22	4D22	4D22	2D13-75	2D13-120	-
8	7D22	4D22	4D22	2D13-75	2D13-120	-
7	8D22	4D22	4D22	2D13-100	2D13-150	-
6	8D22	4D22	4D22	2D13-100	2D13-150	-
5	8D22	4D22	4D22	2D13-100	2D13-150	-
4	8D22	4D22	4D22	2D13-100	2D13-150	-
3	6D22	4D22	4D22	2D13-100	2D13-150	-
2	6D22	4D22	4D22	2D13-100	2D13-150	-
1	5D22	4D22	4D22	2D13-100	2D13-150	-
Base	4D22	4D22	4D22	2D13-100	2D13-150	-

5.2.2 Perencanaan Kolom

1. Data Perencanaan Kolom

Dimensi

Basement – Lantai 7 = 90 x 90 cm

Lantai 8 – Lantai 15 = 80 x 80 cm

Lantai 16 – Lantai 23 = 70 x 70 cm

Tinggi kolom = 400 cm

Tinggi bersih kolom = 340 cm

Decking = 40 cm

Diameter Tul.Utama = D25

Diameter Tul.Sengkang = Ø13

Mutu Beton (f_c) = 45 Mpa

Mutu Tul.Utama = 410 Mpa

Mutu Tul.Sengkang = 240 Mpa

Kolom yang ditinjau adalah kolom K3 pada as D/8 di lantai basement. Dari hasil analisis menggunakan program bantu ETABS didapatkan nilai-nilai sebagai berikut:

Tabel 5.11 Gaya Dalam Kolom

No	Combination	P KN	MX KNm	MY KNm
1	1.4DL	8591.71	-87.60	-22.44
2	1.2DL+1.6LL	9258.36	-102.62	-24.17
3	1.2DL+1LL+RSPX	8341.78	184.06	843.13
4	1.2DL+1LL+RSPY	7884.68	794.28	231.14
5	0.9DL+RSPX	5316.92	220.04	851.02
6	0.9DL+RSPY	4859.82	830.26	239.04
7	1DL+1LL	7320.71	-79.78	-19.11
8	1.2D+1L	8548.09	-92.30	-22.32

2. Kontrol Dimensi Kolom

Sesuai dengan persyaratan pada SNI 2847:2013 komponen struktur yang memikul gaya aksial terfaktor akibat beban gravitasi terfaktor yang melebihi $A_g f'_c / 10$, harus memenuhi ketentuan pada pasal 21.6.4, 21.6.5, dan 21.7.3.

Gaya aksial terfaktor $\leq A_g f'_c / 10$

Gaya aksial terfaktor $\leq (1100 \times 1100) \times (40) / 10$

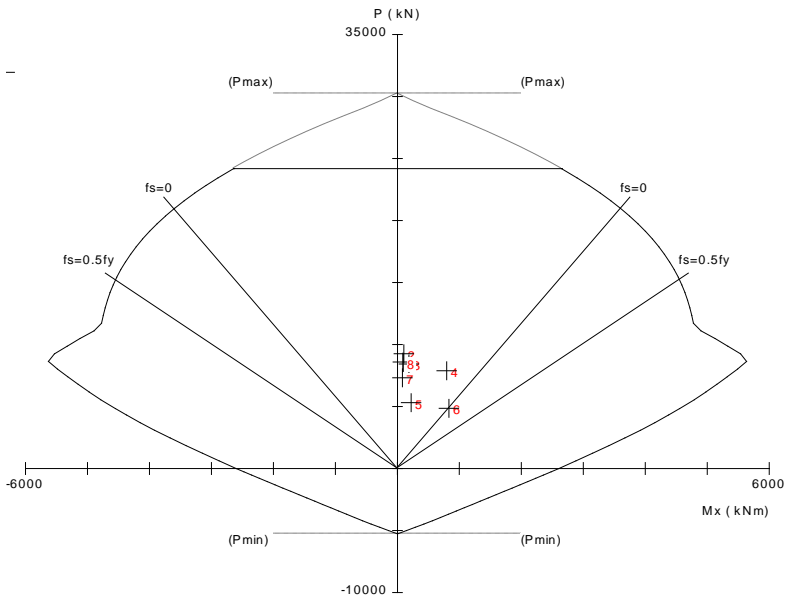
9258 kN > 4840 kN.. (Ok)

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.1, komponen struktur yang memikul lentur dan gaya aksial yang diakibatkan oleh beban gempa bumi, serta beban aksial terfaktor yang bekerja melebihi $A_g f'_c / 10$, harus memenuhi persyaratan ukuran penampang sebagai berikut:

- Ukuran penampang terkecil, diukur pada garis lurus yang melalui titik pusat geometris penampang tidak kurang dari 300 mm.
 $1100 \text{ mm} > 300 \text{ mm}.. (\text{Ok})$
- Perbandingan antara ukuran terkecil penampang terhadap ukuran dalam arah tegak lurus nya tidak kurang dari 0.4.
 $1100 / 1100 = 1 > 0.4.. (\text{Ok})$

3. Perencanaan Tulangan Longitudinal Kolom

Untuk merencanakan tulangan longitudinal kolom akan digunakan program bantu spColumn yang akan dimasukkan gaya dalam berfaktor yang didapatkan dari sap akan direncanakan diameter dan jumlah tulangan yang akan digunakan. Diagram interaksi hasil analisis spColumn sebagai berikut:



Gambar 5.2 Diagram Interaksi Kolom Tipe K3

Dari hasil analisa program spColumn didapatkan untuk kolom lantai dasar menggunakan tulangan longitudinal 28D25.

4. Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal Kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.3.1, Luas tulangan memanjang, A_{st} , tidak boleh kurang dari $0.01A_g$ (1%) atau lebih dari $0.06A_g$ (6%). Dari hasil analisis menggunakan program spColumn didapat rasio tulangan memanjang kolom sebesar 1.18%.

$$1\% < 1.16\% < 6\% \text{.. (Ok)}$$

5. Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom Terhadap Beban Aksial Terfaktor

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 10.3.6, kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisis struktur.

$$\begin{aligned}\phi P_n(\max) &= 0.8 \times \phi \times [0.85 \times f_c' \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}] \\ &= 0.8 \times 0.65 \times [0.85 \times 35 \times (1210000 - 13744.47) + 410 \times 13744.47] \\ &= 24080118.5 \text{ N} \\ &= 24080.118 \text{ kN} > 9258 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{OK}\end{aligned}$$

6. Persyaratan Strong Column Weak Beam

Sesuai dengan filosofi desain kapasitas, maka SNI 2847:2013 Pasal 21.6.2 mensyaratkan bahwa:

$$\Sigma M_{nc} > (1.2) \Sigma M_{nb}$$

ΣM_{nc} adalah jumlah kuat momen nominal dari kolom di muka sisi atas dan bawah HBK dari hasil penulangan terpasang akibat kombinasi beban terfaktor. Kuat momen ini harus dicek pada beban aksial maksimum dan minimum yang memberikan kuat momen terendah.

$$\Sigma M_{nc} = M_{n.top} + M_{n.bottom}$$

ΣM_{nb} adalah jumlah kuat momen nominal dari balok di muka sisi kanan dan kiri HBK. Pada balok T, baiknya tulangan yang berada di lebar efektif flens diperhitungkan pada M_{nb} .

$$\Sigma M_{nb} = M_{n^+} + M_{n^-}$$

Menghitung ΣM_{nb}

$$A_s \text{ atas} = 8D22 = 3041,06 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ bawah} = 4D22 = 1520,53 \text{ mm}^2$$

$$d = 700 - 40 - 13 - (0.5 \times 22) = 636 \text{ mm}$$

Besarnya M_{n+} adalah

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{3401,06 \times 410}{0.85 \times 35 \times 500} = 73,34 \text{ mm}$$

$$M_{n+} = A_s f_y \left(d - \frac{a_{pr.1}}{2} \right) = 3401,06 \times 410 \left(676 - \frac{73,34}{2} \right) \\ = 747,26 \text{ kN.m}$$

Besarnya M_{n-} adalah

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{1520,53 \times 410}{0.85 \times 35 \times 500} = 36,6 \text{ mm}$$

$$M_{n-} = A_s f_y \left(d - \frac{a_{pr.1}}{2} \right) = 1520,53 \times 410 \left(676 - \frac{36,6}{2} \right) \\ = 385,06 \text{ kN.m}$$

Maka,

$$\Sigma M_{nb} = M_{n+} + M_{n-} \\ = 1132,32 \text{ kN}$$

Nilai ΣM_{nc} diperoleh dengan bantuan diagram interaksi kolom hasil analisis program bantu pcaColumn.

Sehingga diperoleh:

$$\Sigma M_{nc} = M_{n.top} + M_{n.bottom}$$

$$\Sigma M_{nc} = 4581,57 \text{ kN} + 4556,76 \text{ kN} \\ = 9138,33 \text{ kN}$$

Maka,

$$\Sigma M_{nc} > (1.2) \Sigma M_{nb}$$

$$9138,33 \text{ kN} > (1.2) 1132,32 \text{ kN}$$

$$9138,33 \text{ kN} > 1358,79 \text{ kN.. (Ok)}$$

Maka persyaratan strong column weak beam terpenuhi.

7. Penentuan Daerah Sendi Plastis

Daerah sendi plastis ditentukan berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.1, yang menyatakan bahwa panjang l_o tidak boleh kurang dari yang terbesar dari persyaratan berikut:

- Tinggi komponen struktur di joint, $h = 1100 \text{ mm}$

- $\frac{1}{6}$ bentang bersih komponen struktur
 $= \frac{1}{6} \times 2800 \text{ mm} = 466,67 \text{ mm}$
- 450 mm

Diambil daerah sendi plastis (l_o) sepanjang 1100 mm.

Spasi tulangan transversal sepanjang sendi plastis ditentukan berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.3, bahwa spasi tulangan transversal sepanjang l_o komponen struktur tidak boleh melebihi yang terkecil dari persyaratan berikut:

- Seperempat dimensi komponen struktur minimum
 $\frac{b}{4} = \frac{1100}{4} = 275 \text{ mm}$
- 6 kali diameter tulangan longitudinal terkecil
 $6d_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
- s_o , dengan s_o tidak melebihi 150 mm dan tidak kurang dari 100 mm.

$$s_o = 100 + \frac{350 - 0,5h_x}{3} = 100 + \frac{350 - 0,5(700 - 2(40) - \frac{13}{2})}{3} = 50,75 \text{ mm}$$

Nilai s_o tidak boleh melebihi 150 mm dan tidak perlu diambil kurang dari 100 mm.

Maka digunakan spasi sengkang (s) = 100 mm sepanjang l_o dari ujung-ujung kolom.

8. Pengekangan Kolom di Daerah Sendi Plastis

Untuk Ashmin sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.4 diperoleh dari nilai terbesar dari hasil rumus berikut :

$$A_{sh1} = 0,3 \left(\frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \text{ dan } A_{sh2} = 0,09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}}$$

Keterangan :

S = jarak spasi tulangan transversal (mm)

b_c = dimensi potongan melintang dari inti kolom, diukur dari pusat ke pusat dari tulangan pengeang (mm)

A_g = luasan penampang kolom (mm²)

A_{ch} = luasan penampang kolom diukur dari daerah terluar tulangan transversal (mm)

F_{yt} = kuat leleh tulangan transversal (MPa)

Dengan asumsi bahwa $s = 100$ mm, $f_{yt} = 410$ MPa, selimut beton = 40 mm dan $D_s = 13$ mm

$$b_c = b - 0,5d' - d_s = 1100 - 0,5 \times 13 - 40 = 1007 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = (1100 - 40) \times 2 \\ = 1040400 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh1} = 0,3 \left(\frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) = 218,04 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh2} = 0,09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} = 401,27 \text{ mm}^2 \text{ (menentukan)}$$

Digunakan sengkang (hoop) 4D13-100

$$\begin{aligned} \text{Aspasang} &= 4 \text{ kaki} \times 0,25 \times \pi \times (13)^2 \\ &= 530,929 \text{ mm}^2 > A_{sh} = 231,13 \text{ mm}^2 \text{ (ok)} \end{aligned}$$

9. Penulangan Transversal Terhadap Gaya Geser

Gaya geser rencana, V_e , untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.5.1, harus ditentukan dari peninjauan terhadap gaya-gaya maksimum yang dapat dihasilkan di muka-muka pertemuan-pertemuan (joints) di setiap ujung komponen struktur. Gaya-gaya joint ini harus ditentukan menggunakan kekuatan momen maksimum yang mungkin, M_{pr} , di setiap ujung komponen struktur yang berhubungan dengan rentang dari beban aksial terfaktor, P_u , yang bekerja pada komponen struktur. Geser komponen struktur tidak perlu melebihi yang ditentukan dari kekuatan joint berdasarkan pada M_{pr} komponen struktur transversal yang merangka ke dalam joint. Dalam V_e tidak boleh kurang dari geser terfaktor yang ditentukan oleh analisis struktur. M_{pr} ditentukan dengan mengasumsikan tegangan tarik dalam batang tulangan longitudinal sebesar paling sedikit $1.25f_y$ dan faktor reduksi kekuatan ϕ sebesar 1.0 Nmm. Sehingga nilai f_y untuk analisis geser sebesar:

$$1.25f_y = 1.25 \times 410 = 512,5 \text{ Mpa}$$

Gaya geser yang bekerja di sepanjang bentang kolom (V_u) ditentukan dari M_{pr+} dan M_{pr-} balok yang menyatu dengan kolom tersebut.

Perhitungan M_{pr+} dengan tulangan 8D22 ($A_s = 3041,62 \text{ mm}^2$)

$$a = \frac{A_s \times 1.25 f_y}{0.85 f_c \times b} = 91,68 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr+} &= A_s \times (1.25 f_y) \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 3041,62 \times (1.25 \times 400) \times \left(636 - \frac{91,68}{2} \right) \\ &= 934,08 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Perhitungan M_{pr-} dengan tulangan 4D22 ($A_s = 1520,53 \text{ mm}^2$)

$$a = \frac{A_s \times 1.25 f_y}{0.85 f_c \times b} = 45,84 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr-} &= A_s \times (1.25 f_y) \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 1520,53 \times (1.25 \times 400) \times \left(636 - \frac{45,84}{2} \right) \\ &= 481,33 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Maka,

$$V_u = \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{l_n} = \frac{934,08 + 481,33}{6,7} = 211,25 \text{ kN}$$

Besarnya V_u tersebut harus dibandingkan dengan V_c , yaitu gaya geser yang diperoleh dari M_{pr} kolom. Cara memperoleh M_{pr} kolom memakai bantuan diagram interaksi kolom dengan program *pcaColumn*.

$$f_s = 1.25 f_y = 1.25 \times 410 = 512,5 \text{ Mpa}$$

Dari hasil analisis dengan menggunakan *pcaColumn* diperoleh $M_{pr} = 10173,52 \text{ kNm}$

Karena dimensi dan penulangan kolom atas dan bawah sama, maka:

$$V_e = 3007,02 \text{ kN}$$

Ternyata $V_e > V_u \rightarrow 3007,02 \text{ kN} > 211,25 \text{ kN}$, perencanaan geser memenuhi syarat dipakai $V_u = 3007,02 \text{ kN}$

Besarnya V_u tersebut akan ditahan oleh kuat geser beton (V_c) dan kuat tulangan geser (V_s).

Nilai V_c harus dianggap = 0 sesuai SNI-2847-2013 Pasal

21.6.5.2, apabila:

- $50\% V_e > V_u$
 $1503,51 \text{ kN} > 211,25 \text{ kN}$
 - $P_u < A_g f'_c / 10$
 $9258,36 \text{ kN} > 4840 \text{ kN}$
- Maka, $V_c \neq 0$.

Untuk komponen struktur yang dikenai tekan aksial,

$$\begin{aligned} V_c &= 0.17 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \\ &= 0.17 \times \left(1 + \frac{9258,36}{14 \times 1210000} \right) \times 1 \times \sqrt{35} \times 700 \times (700 - 40 - 13 - \frac{25}{2}) \\ &= 1899228,677 \text{ N} = 1899,228 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 1899,228 = 1424,42 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - \phi V_c = \frac{3007,21}{0.75} - 1424,42 = 2584.94 \text{ kN}$$

Digunakan tulangan sengkang 4 D 13 ($A_s = 530.93 \text{ mm}^2$), maka jarak ditentukan dari nilai yang terkecil antara:

$$s = \frac{A_s f_y d}{V_s} = \frac{530.93 \times 410 \times 1034,5}{258493968} = 87,16 \text{ mm}$$

serta syarat jarak maksimal menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.5 adalah

$$s1 = 6 \text{ db} = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

$$s_2 = 150 \text{ mm}$$

Maka digunakan jarak sengkang 150 mm, sehingga digunakan sengkang 4 D 13 – 150 di luar sendi plastis.

10. Panjang Lewatan pada Sambungan Tulangan Kolom

Sambungan tulangan kolom yang diletakkan di tengah tinggi kolom harus memenuhi ketentuan panjang lewatan yang ditentukan pasal 12.2.3 yang dihitung dengan rumus .

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1,1\lambda\sqrt{f'_c}} \frac{\Psi_t\Psi_e\Psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right)} \right) d_b$$

Dengan ketentuan :

$\Psi_t = 1,0$ (tidak berada diatas lapisan beton stebel 300mm)

$\Psi_e = 1,0$ (tidak dilapisi epoksi)

$\Psi_s = 1,0$ (beton berat normal)

$\lambda = 1,0$ (beton berat normal)

$$\begin{aligned} c_b &= \text{cover} + D_{\text{tul geser}} + 0,5D_{\text{tul lentur}} \\ &= 40 + 13 + 25/2 = 64,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$K_{tr} = 0$ (penyederhanaan disain meskipun terdapat tulangan transversal)

$$\begin{aligned} l_d &= \left(\frac{f_y}{1,1\lambda\sqrt{f'_c}} \frac{\Psi_t\Psi_e\Psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right)} \right) d_b \\ &= \left(\frac{410}{1,1 \times 1 \times \sqrt{40}} \frac{1 \times 1 \times 1}{\left(\frac{64,5+0}{25}\right)} \right) 25 = 571,059 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$1,3l_d = 1,3 (571,06) = 742,38 \text{ mm} \approx 800 \text{ cm}$$

11. Hubungan Balok Kolom

Untuk mendesain hubungan balok kolom, diperlukan pengecekan-pengecekan sebagai berikut:

1. Cek syarat panjang joint

Dimensi kolom yang sejajar dengan tulangan balok tidak boleh kurang dari 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar balok (SNI 2847:2013 pasal 21.7.2.3).

- $b = h = 1100 \text{ mm}$

- $20 d_b = 20 (25) = 500 \text{ mm}$
- $b = 1100 \text{ mm} > 20 d_b = 500 \text{ mm (ok)}$

2. Tulangan transversal untuk *confinement*

Untuk joint interior, jumlah tulangan confinement dapat memakai seperti pada pendetailan tulangan transversal kolom sebagaimana disyaratkan pada SNI 2847:2013 pasal 21.7.3.1. Jadi dapat digunakan 4Ø13-100.

3. Hitung geser pada kolom

Balok yang memasuki joint memiliki $M_{pr}^+ = 598152143,29 \text{ Nmm}$ dan $M_{pr}^- = 369517550,98 \text{ kNm}$.

$$V_h = \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{l_n} = \frac{5239,83 + 4833,69}{2,7} = 3007,02 \text{ KN}$$

4. Hitung gaya-gaya pada tulangan balok longitudinal

Dalam perhitungan diasumsikan bahwa tegangan pada tulangan tarik lentur adalah $1,25f_y$ (SNI 2847:2012 pasal 21.7.2.1).

- Gaya tarik pada tulangan balok di bagian kanan

$$\begin{aligned} A_s \text{ balok kanan } 8D22 &= 3041,06 \text{ mm}^2 \\ T_1 &= 1,25A_s f_y = 1,25 \times 3041,06 \times 410 \\ &= 1558544.115 \text{ N} \end{aligned}$$

Gaya tekan yang bekerja pada balok ke arah kanan

$$C_1 = T_1 = 1558544.115 \text{ N}$$

- Gaya tarik pada tulangan balok di bagian kiri

$$\begin{aligned} A_s \text{ balok kiri } 3D22 &= 1140,40 \text{ mm}^2 \\ T_2 &= 1,25A_s f_y = 1,25 \times 1140,44 \times 400 \\ &= 779272.058 \text{ N} \end{aligned}$$

Gaya tekan yang bekerja pada balok ke arah kiri

$$C_1 = T_2 = 779272.058 \text{ N}$$

5. Hitung gaya geser pada joint

$$\begin{aligned} V_j &= T_1 + T_2 - V_h \\ &= 1558544.12 + 779272.06 - 3007020.9 = 669204.72 \text{ N} \end{aligned}$$

6. Cek kuat geser joint

Kuat geser joint yang dikekang di keempat sisinya adalah (SNI 2847:2013 pasal 21.7.4.1).

$$V_n = 1,7\sqrt{f_c} A_j = 1,7 \sqrt{40} \times (1100 \times 1100) = 13009610,29 \text{ N}$$

$$\phi V_n = 0,75 \times 13009610,29$$

$$= 9757207,72 \text{ N} \geq V_j = 3007020,89 \text{ (memenuhi)}$$

Maka HBK cukup kuat untuk menahan beban gravitasi dan beban gempa. Kemudian dapat dipakai untuk perencanaan struktur. Untuk kolom 1 dan kolom 2 dilakukan hal yang sama dengan perhitungan kolom 3, sehingga didapatkan hasil perhitungan sebagai berikut:

Tabel 5.12 Tulangan kolom struktur fixbase

Tipe		K1	K2	K3
Dimensi (mm)		700x700	900x900	1100x1100
Tul.Long		28D25	24D25	20D22
f'c (Mpa)		40	40	40
fy (Mpa)		410	410	410
Tul. geser	Tump	4D13-100	4D13-100	4D13-100
	Lap	4D13-150	4D13-150	4D13-150

5.3 Penulangan Struktur *Base Isolation*

5.3.1 Perencanaan Balok

Pada perencanaan balok diambil pada portal x dan portal y dengan hasil analisa terbesar. Sesuai dengan tipe dimensi dilakukan perhitungan pada masing-masing tipe. Berikut merupakan rekapitulasi hasil gaya-gaya dalam portal x hasil analisa SAP.

Tabel 5.13 Gaya Dalam Balok B1 Struktur BI 8/C-D

Lantai	Momen			Geser	Torsi
	tump (-)	lap	tump (+)		
13	326,35	198,07	57,4	148,8	3,78

Tabel 5.13 Gaya Dalam Balok B1 Struktur BI b/C-D (Lanjutan)

12	411,4	196,66	8564	209,12	43,2
11	486,17	204,94	25,67	220,94	41,86
10	556,18	221,12	69,75	237,03	47,02
9	653,36	240,35	133,18	259,17	52,22
8	703,93	252,56	184,2	271,2	55,14
7	760	266,34	239,58	284,48	58,54
6	818,74	291,88	319,8	298,55	33,25
5	908,68	339,6	401,5	319,42	63,66
4	948,84	361,6	441,27	329,025	64,3
3	988,13	355,15	537,6	339,95	63,5
2	1019,57	398,25	509,9	345,82	63,87
1	1027,45	402,5	517,37	347,68	63,82
Base	968,83	433,45	475,54	316,71	42,1

Tabel 5.14 Gaya Dalam Balok B2 Struktur BI D/2-3

Lantai	Momen			Geser	Torsi
	tump (-)	lap	tump (+)		
13	276,07	165,41	50,49	135,65	20,17
12	305,36	164,23	145,9	143,37	10,99
11	454,93	215,4	148,57	202,7	13,73
10	538,23	136,7	150,05	224,4	21,07
9	669,88	198,25	226,2	257,59	30,45
8	732,73	229,35	288,6	273,86	36,63
7	798,91	262,02	354,95	291,05	41,17
6	864,58	294,42	420,54	308,13	46,55
5	958,92	331,94	508,52	332,23	51,5
4	988,13	355,15	537,6	339,95	53,5
3	1002,94	362,5	558,57	344,83	54,73

Tabel 5.14 Gaya Dalam Balok B2 Struktur BI D/2-3 (Lanjutan)

2	1017,4	370,04	577,58	347,85	55,62
1	1019,34	370,32	575,2	348,5	56,45
Base	992,23	354,71	550,42	336,35	54,43

Tabel 5.15 Gaya Dalam Balok B3 Struktur BI 8/D-E

Lantai	Momen			Geser	Torsi
	tump (-)	lap	tump (+)		
13	120,43	29,43	52,24	64,95	1,27
12	206,19	69,3	90,02	101,47	7,1
11	292,44	112,35	139,88	129,551	10,11
10	391,51	162,32	238,59	162,24	11,65
9	534,13	233,04	379,38	210,14	12,03
8	605,79	268,12	453,21	234,55	15,46
7	687,84	309,34	536,04	261,74	14,88
6	775,21	353,21	624,37	290,74	16,6
5	911,79	421,23	761,97	336,35	19,9
4	972,31	451,02	825,51	356,84	20,91
3	1035,85	482,87	890,56	377,97	21,92
2	1080,38	505,17	937,4	392,79	22,76
1	1093,63	511,62	954,73	397,43	22,3
Base	1040,31	482,62	916,61	383,37	15,88

Tabel 5.16 Gaya Dalam Balok B4 Struktur BI D/1-2

Lantai	Momen			Geser	Torsi
	tump (-)	lap	tump (+)		
12	49,56	23,06	36,38	36,85	0,86
11	64,84	31,41	54,77	50,2	0,59
10	90,39	43	76,07	64,82	0,91

Tabel 5.16 Gaya Dalam Balok B4 Struktur BI D/1-2 (Lanjutan)

9	128,41	61,88	114,76	90,38	0,9
8	143,01	69,03	129,9	100,3	0,94
7	160,31	77,75	146,96	111,75	1,1
6	177,41	86,36	163,83	123,07	1,27
5	215,07	105,22	201,65	148,24	1,36
4	221,67	108,43	208,6	152,75	1,43
3	226,34	110,78	213,17	155,83	1,54
2	228,56	112,12	228,96	157,55	1,64
1	227,46	111,26	214,63	156,7	1,64
Base	219,87	106,8	200,43	153,02	1,7

Tabel 5.17 Gaya Dalam Balok B5 Struktur BI 8/B-C

Lantai	Momen			Geser	Torsi
	tump (-)	lap	tump (+)		
12	384,07	168,12	54,6	170,69	6,8
11	552,06	216,72	72,79	233,42	10,23
10	663,72	217,84	187,87	262,86	14,15
9	840,05	278,87	376,79	307,42	19,4
8	934,82	325,57	470,84	331,76	22,38
7	1032,48	374,58	569,92	357,01	25,2
6	1158,27	430,75	672,78	383,6	29,1
5	1199,83	503,38	732,52	425,19	29,3
4	1172,26	440,28	805,68	443,93	31,33
3	988,72	359,6	553,88	337,57	30,53
2	1017,38	375,73	583,67	345,06	31,75
1	1028,84	381,24	594,89	347,97	31,97
Base	998,34	365,68	562,17	340,13	30,43

1. Penulangan Lentur Balok Induk B1

Perencanaan balok induk didesain dengan menggunakan tulangan tunggal dimana untuk merencanakan tulangan lentur diperhitungkan gaya gempa arah bolak balik (kiri-kanan) yang akan menghasilkan momen positif dan negatif pada tumpuan.

Data - data yang akan digunakan dalam merencanakan balok induk pada Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut :

Mutu beton ($f'c$)	= 35 MPa
Mutu baja (f_y) tulangan	= 410 MPa
Dimensi balok induk	= 50/70 cm
Panjang balok induk	= 8,5 m
Tebal <i>decking</i>	= 40 mm
Diameter tulangan utama	= 22 mm ($A_s = 380,13 \text{ mm}^2$)
Diameter sengkang	= 13 mm ($A_s = 266,45 \text{ mm}^2$)
$d = 700 - 40 - 13 - (0,5 \times 22)$	= 636 mm

Dari hasil analisa SAP didapat nilai momen pada balok BI 1 sebagai berikut :

M tumpuan	= 988,13 kNm	= 988130000 Nmm
M lapangan	= 355,15 kN	= 355150000 Nmm

• Penulangan Tumpuan

$$M_u = 988130000 \text{ Nmm}$$

$$\text{Dipakai } \phi = 0,9 \text{ (asumsi)}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'c} = \frac{410}{0,85 \times 35} = 13,78$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{988130000}{0,9 \times 400 \times 636^2} = 5,43$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0,25 \sqrt{35}}{410} = 0,00361$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{410} = 0,00341$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 \sqrt{f'c}}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \sqrt{35}}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 5,43}{0,85 \times 35}} \right) = 0,01474\end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,01474 > \rho_{\text{min}} = 0,00341$ dipakai ρ_{perlu} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar:

Tulangan lentur tarik

$$\begin{aligned}A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,01474 \times 500 \times 636 = 4686,4 \text{ mm}^2 \\ n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_s \text{ D22}} \\ &= \frac{4686,4}{380,13} = 12,32 \approx 13 \text{ buah}\end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 13D22 ($A_s = 4943,7 \text{ mm}^2$)

Jarak antar tulangan 1 lapis

$$\begin{aligned}S_{\text{maks}} &= \frac{b - (2 \times C) - (2 \times \phi v) - (n - \phi l)}{(n - 1)} = \frac{500 - (2 \times 40) - (2 \times 13) - (13 \times 22)}{(13 - 1)} \\ &= 9 < 25 \text{ mm (memenuhi tulangan 2 lapis)}\end{aligned}$$

Tulangan lentur tekan

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 4686,4 \text{ mm}^2 = 2343,2 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan lentur tekan

$$7\text{D22 } (A_s = 2662,0 \text{ mm}^2 > A_s') \dots \text{OK}$$

Kontrol penggunaan faktor reduksi

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_{s_{\text{perlu}}} \times f_y}{(0,85 \times f'c \times b)} = \frac{4686,4 \times 410}{(0,85 \times 35 \times 410)} = 129,2 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,005 \frac{(f'c - 28)}{7} = 0,85 - 0,005 \frac{(35 - 28)}{7} = 0,8$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{129,2}{0,8} = 161,5$$

- Regangan Tarik

$$\epsilon_0 = 0,003 \text{ berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.2.3}$$

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_0 \times (d_x - c)}{c} = \frac{0,003 \times (636 - 161,5)}{161,5} = 0,009 > 0,005 \text{ OK}$$

Reduksi 0,9 dapat digunakaian

- Kekuatan lentur nominal rencana

$$\begin{aligned} M_{n \text{ rencana}} &= A_s \text{ pasang} \times f_y \times d - \frac{a}{2} = 4943,7 \times 410 \times (636 - \frac{161,5}{2}) \\ &= 1158213681 \text{ Nmm} \\ &= 1158,21 \text{ KNm} \end{aligned}$$

- Kekuatan lentur nominal reduksi

$$\phi M_{n \text{ rencana}} = 0,9 \times 1158,213 = 1042,39 \text{ KNm}$$

- Kontrol kekuatan lentur nominal reduksi terhadap momen ultimit

$$\phi M_n > M_u$$

$$1042,39 \text{ KNm} > 988,13 \text{ KNm} \dots \text{OK}$$

- **Cek penampang**

Mencari lebar efektif balok T:

be diambil yang terkecil dari:

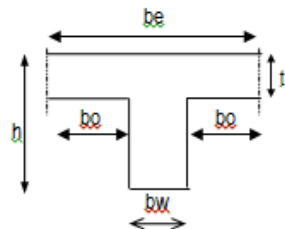
$$\begin{aligned} be_1 &= 0,25 L \\ &= 0,25 (8500) \\ &= 2125 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} be_2 &= b_w + 2 \times 8t \\ &= 500 + 2 \times (8 \times 130) = 2580 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} be_3 &= b_w + 2 \times 0,5 L_n \\ &= 500 + 2 \times (0,5 \times 7400) = 4200 \text{ mm} \end{aligned}$$

Diambil $be = be_1 = 2125 \text{ mm}$

$$M_u = 355150000 \text{ Nmm}$$



Dipakai $\phi = 0,9$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{410}{0,85 \times 35} = 13,782$$

$$R_n = \frac{\phi \times b \times d^2}{\mu} = \frac{0,9 \times 2125 \times 636^2}{355150000} = 1,95$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{410} = 0,00341$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 \sqrt{f'_c}}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'_c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \sqrt{35}}{410} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,95}{0,85 \times 30}} \right) = 0,00493 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,00493 > \rho_{\min} = 0,0035$ dipakai ρ_{perlu} sehingga:

$$\omega = \rho \frac{f_y}{f'_c} = 0,00493 \frac{410}{35} = 0,0578$$

Kedalaman sumbu netral

$$c = \frac{1,18 \times \omega \times d}{\beta_1} = \frac{1,18 \times 0,0578 \times 636}{0,85} = 51,03 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 \times c = 0,85 \times 51,03 = 43,37 \text{ mm}$$

$$hf = 130 \text{ mm (tebal pelat)}$$

Menurut Nawy (2013) jika $a > hf$, balok dapat dikatakan sebagai balok T. Sebaliknya, jika $a < hf$, maka analisa penulangan balok diperlakukan sebagai balok persegi. Dalam kasus ini, $a < hf$ maka analisa dilakukan menggunakan balok persegi.

2. Penulangan Geser

A. Penulangan geser tumpuan

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.4.1 bahwa gaya geser desain V_e harus ditentukan dari peninjauan gaya statis pada bagian komponen struktur antara muka-muka *joint*. Harus diasumsikan bahwa momen-momen dengan tanda berlawanan yang berhubungan dengan kekuatan momen lentur yang mungkin M_{pr} bekerja pada muka-muka *joint* dan bahwa komponen struktur

dibebani dengan beban gravitasi tributari terfaktor sepanjang bentangnya.

- Momen ujung positif tumpuan kiri

$$a_{pr_1} = \frac{1,25 A_s f_y}{0,85 f'_{cb}} = \frac{1,25 \times 4943,7 \times 410}{0,85 \times 35 \times 410} = 163,52 \text{ mm}$$

$$M_{pr_1} = 1,25 A_s f_y \left(d - \frac{a_{pr_1}}{2} \right) = 1,25 \times 4943,7 \times 410 \left(636 - \frac{163,52}{2} \right) = 1404256632,67 \text{ Nmm}$$

- Momen ujung negatif tumpuan kiri

$$a_{pr_2} = \frac{1,25 A_s f_y}{0,85 f'_{cb}} = \frac{1,25 \times 2662 \times 410}{0,85 \times 35 \times 410} = 88,05 \text{ mm}$$

$$M_{pr_2} = 1,25 A_s f_y \left(d - \frac{a_{pr_1}}{2} \right) = 1,25 \times 1521,1 \times 410 \left(636 - \frac{37,94}{2} \right) = 817628579,98 \text{ Nmm}$$

Mencari nilai q_u

Pembebanan:

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri balok} &= 0,5 \text{ m} \times 0,7 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3 \\ &= 8,40 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat pelat} &= 0,13 \text{ m} \times 8,5 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3 \\ &= 26,52 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat tambahan} &= 1,95 \text{ kN/m}^2 \times 7,8 \text{ m} \\ &= 16,57 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Beban hidup:

$$\text{Beban hidup} = 1,92 \text{ kg/m}^2 \times 7,8 \text{ m} = 16,32 \text{ kg/m}$$

Beban terfaktor:

$$\begin{aligned} q_u &= 1,2 q_D + 1,6 q_L = (1,2 \times 51,49) + (1,6 \times 16,32) \\ &= 87,906 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Maka, gaya geser rencana:

$$\begin{aligned} V_{ki} &= \frac{M_{pr}^- + M_{pr}^+}{l} + \frac{q_u \cdot l}{2} \\ &= \frac{140426 + 817637}{7,8} + \frac{87,9 \cdot 8,5}{2} = 635,0 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_{ka} = \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{l} - \frac{q_u \cdot l}{2}$$

$$= \frac{817,64 + 1404,26}{7,8} - \frac{87,9 \cdot 7,8}{2} = -112,2 \text{ kN}$$

Sedangkan V_u akibat gempa hasil analisa dengan menggunakan ETABS didapat 339,95kN untuk di daerah tumpuan, dikarenakan nilai gaya geser dari analisa menggunakan ETABS lebih kecil daripada hasil analisa geser rencana, maka digunakan nilai dari gaya geser rencana.

$$V_u = 635,0 \text{ kN}$$

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.5.4.2 apabila gaya geser yang ditimbulkan oleh beban gempa tidak lebih besar daripada 50% gaya geser total, maka kekuatan geser yang disediakan oleh beton, V_c , harus dihitung.

$$\frac{1404,26 + 817,63}{8,5} = 300,25 \text{ kN} < \frac{1}{2} \times 635 = 317,5 \text{ kN}$$

Selanjutnya maka,

$$V_c = 0$$

$$V_u = \phi V_s + \phi V_c$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - \phi V_c = \frac{635}{0,75} - (0)$$

$$= 846,67 \text{ kN} = 846670 \text{ N}$$

Dipakai tulangan sengkang 2Ø13, $A_v = 265.46 \text{ mm}^2$

Maka jarak antar sengkang, s , adalah

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{265.46 \cdot 410 \cdot 636}{846670} = 80 \text{ mm}$$

Syarat spasi maksimum tulangan geser balok pada sendi plastis (sepanjang 2h) menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.2 :

- $s < d/4 = 636/4 = 159 \text{ mm}$
- $s < 6\phi$ tulangan lentur $= 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
- $s < 150 \text{ mm}$

Sengkang pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan.

Pada daerah lapangan, syarat maksimum tulangan geser balok adalah :

- $s < d/2 = 636/2 = 313 \text{ mm}$

Sehingga dapat dipasang sengkang 2Ø13 – 75 mm sepanjang 1 m dari muka tumpuan, dan sengkang pertama dipasang sejarak 50 mm dari muka tumpuan.

B. Penulangan Geser Lapangan

Pada jarak $2h = 1200 \text{ mm}$ dari muka tumpuan hingga ke bagian lapangan, bekerja gaya geser sebesar:

$$V_u = 635 \text{ kN} - (87,9 \times 1) = 499,54 \text{ kN}$$

$$V_c = 0.17\lambda\sqrt{f'_c} b d = 0.17 \times 1 \times \sqrt{35} \times 500 \times 636 \\ = 313550 \text{ N} = 313,55 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - \phi V_c = \frac{635}{0.75} - (313,55) \\ = 533,11 \text{ kN} = 533110 \text{ N}$$

Dipakai tulangan sengkang 2Ø13, $A_v = 265.46 \text{ mm}^2$

Maka jarak antar sengkang, s , adalah

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{265.46 \cdot 400 \cdot 636}{533110} = 127 \text{ mm}$$

Jarak maksimum sengkang diluar $2h (=2 \times 500 = 1000 \text{ mm})$ tidak boleh melebihi nilai terkecil dari:

$$d/2 = 636 / 2 = 318 \text{ mm} \\ 500 \text{ mm}$$

Sehingga dapat dipasang sengkang 2Ø13 – 120 mm pada jarak 1 m dari muka tumpuan hingga tengah bentang.

2. Penulangan Torsi

Sedangkan untuk perencanaan penampang yang diakibatkan oleh torsi harus didasarkan pada perumusan sebagai berikut :

$$\phi T_n \geq T_u \quad (\text{SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.5})$$

Tulangan sengkang untuk torsi harus direncanakan berdasarkan (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.6) sesuai persamaan berikut :

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{s} \cot \theta$$

Dimana :

- T_n = Kuat momen torsi ($T_c + T_s > T_{umin}$)
 T_s = Kuat momen torsi nominal tulangan geser
 T_c = Kuat torsi nominal yang disumbngkan oleh beton
 A_o = Luas bruto yang ditasi oleh lintasan aliran geser, mm
 A_t = Luas satu kaki sengkang tertutup yang menahan puntir dalam daerah sejarak s , mm²
 F_{yv} = kuat leleh tulangan sengkang torsi, Mpa
 s = Spasi tulangan geser atau puntir dalam arah parallel dengan tulangan longitudinal

Sesuai peraturan (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.1 (a) pengaruh torsi boleh diabaikan bila momen torsi terfaktor T_u kurang dari :

$$\phi 0,083 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

Dimana :

- ϕ = Faktor reduksi kekuatan
 f'_c = Kuat tekan beton, Mpa
 λ = 1,0 (beton normal)
 A_{cp} = Luas yang dibatasi oleh keliling luar penampang beton, mm²
 P_{cp} = Keliling luar penampang beton, mm²

Data perencanaan :

Dimensi Balok Induk = 500/700 mm

T_u = 64,05 KNm (output SAP)

Pada struktur statis tak tentu dimana reduksi momen torsi pada komponen struktur dapat terjadi akibat redistribusi gaya-gaya dalam dengan adanya keretakan. Sehingga berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.5.2.2 (a) maka momen puntir terfaktor maksimum T_u dapat direduksi sesuai persamaan berikut :

$$T_u < \phi 0,33 \lambda \sqrt{f'c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$64050000 < 0,75 \times 0,33 \times 1 \times \sqrt{35} \left(\frac{(500 \times 700)^2}{(500 + 700) \times 2} \right)$$

$$64050000 < 7473672663 \text{ Nmm}$$

Dengan demikian Tulangan Torsi tidak perlu diperhitungkan.

Kemudian untuk perhitungan balok tipe lain dilakukan cara yang sama untuk menghitung kebutuhan tulangan akibat lentur, geser, dan torsi pada tumpuan dan lapangan

Tabel 5.18 Penulangan Struktur *Base Isolation* Balok B1

Lt	Momen			Geser		Torsi
	tump (-)	lap	tump (+)	tump	lap	
13	5D22	4D22	4D22	2D13-100	2D13-150	-
12	5D22	4D22	4D22	2D13-100	2D13-150	-
11	7D22	4D22	4D22	2D13-75	2D13-120	-
10	7D22	4D22	4D22	2D13-75	2D13-120	-
9	8D22	4D22	4D22	2D13-75	2D13-120	-
8	10D22	4D22	5D22	2D13-75	2D13-120	-
7	10D22	4D22	5D22	2D13-75	2D13-120	-
6	10D22	4D22	5D22	2D13-75	2D13-120	-
5	12D22	4D22	6D22	2D13-75	2D13-120	-
4	12D22	4D22	6D22	2D13-75	2D13-120	-
3	13D22	5D22	7D22	2D13-75	2D13-120	-
2	13D22	5D22	7D22	2D13-75	2D13-120	-
1	13D22	5D22	7D22	2D13-75	2D13-120	-
Base	13D22	5D22	7D22	2D13-75	2D13-120	-

Tabel 5.19 Penulangan Struktur *Base Isolation* Balok B2

Lt	Momen			Geser		Torsi
	tump (-)	lap	tump (+)	tump	lap	
13	4D22	4D22	4D22	2D13-100	2D13-150	-
12	4D22	4D22	4D22	2D13-100	2D13-150	-
11	6D22	4D22	4D22	2D13-75	2D13-120	-
10	7D22	4D22	4D22	2D13-75	2D13-120	-
9	9D22	4D22	4D22	2D13-75	2D13-120	-
8	9D22	4D22	4D22	2D13-75	2D13-120	-
7	10D22	4D22	5D22	2D13-75	2D13-120	-
6	11D22	4D22	5D22	2D13-75	2D13-120	-
5	13D22	5D22	7D22	2D13-75	2D13-120	-
4	13D22	5D22	7D22	2D13-75	2D13-120	-
3	13D22	5D22	7D22	2D13-75	2D13-120	-
2	13D22	5D22	7D22	2D13-75	2D13-120	-
1	13D22	5D22	7D22	2D13-75	2D13-120	-
Base	13D22	5D22	7D22	2D13-75	2D13-120	-

Tabel 5.20 Penulangan Struktur *Base Isolation* B3

Lt	Momen			Geser		Torsi
	tump (-)	lap	tump (+)	tump	lap	
13	4D22	4D22	4D22	2D13-100	2D13-150	-
12	4D22	4D22	4D22	2D13-100	2D13-150	-
11	4D22	4D22	4D22	2D13-100	2D13-150	-
10	5D22	4D22	4D22	2D13-100	2D13-150	-
9	7D22	4D22	5D22	2D13-100	2D13-150	-
8	9D22	4D22	7D22	2D13-75	2D13-120	-
7	9D22	4D22	7D22	2D13-75	2D13-120	-

Tabel 5.20 Penulangan Struktur *Base Isolation* Balok B3
(Lanjutan)

6	10D22	5D22	8D22	2D13-75	2D13-120	-
5	12D22	5D22	10D22	2D13-75	2D13-120	-
4	13D22	6D22	11D22	2D13-75	2D13-120	-
3	14D22	7D22	12D22	2D13-75	2D13-120	-
2	14D22	7D22	12D22	2D13-75	2D13-120	-
1	14D22	7D22	12D22	2D13-75	2D13-120	-
Base	14D22	7D22	12D22	2D13-75	2D13-120	-

Tabel 5.21 Penulangan Struktur *Base Isolation* Balok B4

Lt	Momen			Geser		Torsi
	tump (-)	lap	tump (+)	tump	lap	
12	3D22	2D22	3D22	2D13-75	2D13-120	-
11	3D22	2D22	3D22	2D13-75	2D13-120	-
10	3D22	2D22	3D22	2D13-75	2D13-120	-
9	3D22	2D22	3D22	2D13-75	2D13-120	-
8	4D22	2D22	4D22	2D13-75	2D13-120	-
7	5D22	2D22	4D22	2D13-75	2D13-120	-
6	5D22	2D22	4D22	2D13-75	2D13-120	-
5	7D22	3D22	7D22	2D13-75	2D13-120	-
4	7D22	3D22	7D22	2D13-75	2D13-120	-
3	7D22	3D22	7D22	2D13-75	2D13-120	-
2	7D22	3D22	7D22	2D13-75	2D13-120	-
1	7D22	3D22	7D22	2D13-75	2D13-120	-
Base	7D22	3D22	7D22	2D13-75	2D13-120	-

Tabel 5.22 Penulangan Struktur *Base Isolation* Balok B5

Lt	Momen			Geser		Torsi
	tump (-)	lap	tump (+)	tump	lap	
12	4D22	4D22	4D22	2D13-100	2D13-150	-
11	6D22	4D22	4D22	2D13-100	2D13-150	-
10	7D22	4D22	4D22	2D13-100	2D13-150	-
9	9D22	4D22	4D22	2D13-75	2D13-120	-
8	10D22	4D22	5D22	2D13-75	2D13-120	-
7	11D22	4D22	6D22	2D13-100	2D13-150	-
6	13D22	5D22	9D22	2D13-75	2D13-120	-
5	13D22	5D22	9D22	2D13-75	2D13-120	-
4	13D22	5D22	9D22	2D13-75	2D13-120	-
3	11D22	4D22	6D22	2D13-100	2D13-150	-
2	11D22	4D22	6D22	2D13-100	2D13-150	-
1	11D22	4D22	6D22	2D13-100	2D13-150	-
Base	11D22	4D22	6D22	2D13-100	2D13-150	-

5.3.2 Perencanaan Kolom

1. Data Perencanaan Kolom

Dimensi

Basement – Lantai 7 = 90 x 90 cm

Lantai 8 – Lantai 15 = 80 x 80 cm

Lantai 16 – Lantai 23 = 70 x 70 cm

Tinggi kolom = 400 cm

Tinggi bersih kolom = 340 cm

Decking = 40 cm

Diameter Tul.Utama = D25

Diameter Tul.Sengkang = Ø13

Mutu Beton (f_c) = 45 Mpa

Mutu Tul.Utama = 400 Mpa

Mutu Tul.Sengkang = 240 Mpa

Kolom yang ditinjau adalah kolom K1 pada as D/8 di lantai basement. Dari hasil analisis menggunakan program bantu ETABS didapatkan nilai-nilai sebagai berikut:

Tabel 5.23 Gaya Dalam Kolom BI

No	Combination	P (KN)	Mx (KNm)	My (KNm)
1	1.4DL	8569,49	179,0331	-20,1671
2	1.2DL+1.6LL	9213,606	203,5955	-23,8841
3	1DL+1LL	7288,77	159,2174	-18,5288
4	1.2D+1L	8512,983	184,7936	-21,4098
5	1.2DL+1LL+RSPX	8156,011	478,2643	698,1079
6	1.2DL+1LL+RSPY	7384,775	1116,907	203,2654
7	0.9DL+RSPX	5151,986	408,5634	706,5532
8	0.9DL+RSPY	4380,75	1047,206	211,7107

A. Kontrol Dimensi Kolom

Sesuai dengan persyaratan pada SNI 2847:2013 komponen struktur yang memikul gaya aksial terfaktor akibat beban gravitasi terfaktor yang melebihi $A_g f'_c / 10$, harus memenuhi ketentuan pada pasal 21.6.4, 21.6.5, dan 21.7.3.

Gaya aksial terfaktor $\leq A_g f'_c / 10$

Gaya aksial terfaktor $\leq (1100 \times 1100) \times (40) / 10$

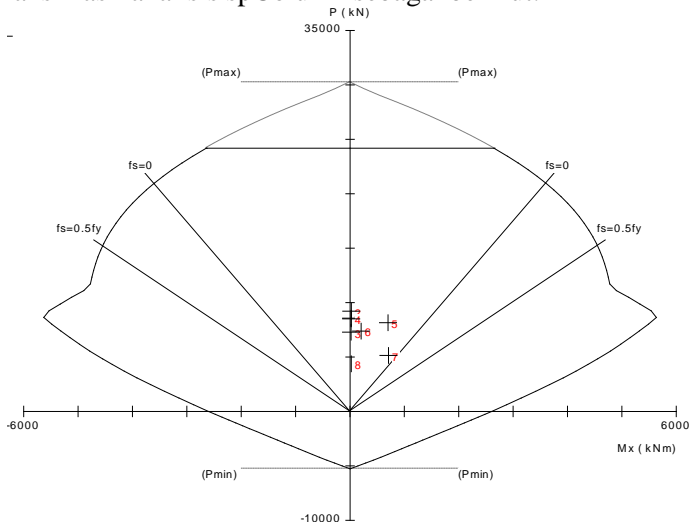
9213 kN > 4840 kN.. (Ok)

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.1, komponen struktur yang memikul lentur dan gaya aksial yang diakibatkan oleh beban gempa bumi, serta beban aksial terfaktor yang bekerja melebihi $A_g f'_c / 10$, harus memenuhi persyaratan ukuran penampang sebagai berikut:

- Ukuran penampang terkecil, diukur pada garis lurus yang melalui titik pusat geometris penampang tidak kurang dari 300 mm.
 $1100 \text{ mm} > 300 \text{ mm}.. (\text{Ok})$
- Perbandingan antara ukuran terkecil penampang terhadap ukuran dalam arah tegak lurus nya tidak kurang dari 0.4.
 $1100 / 100 = 1 > 0.4.. (\text{Ok})$

B. Perencanaan Tulangan Longitudinal Kolom

Untuk merencanakan tulangan longitudinal kolom akan digunakan program bantu spColumn yang akan dimasukkan gaya dalam berfaktor yang didapatkan dari sap akan direncanakan diameter dan jumlah tulangan yang akan digunakan. Diagram interaksi hasil analisis spColumn sebagai berikut:



Gambar 5.3 Diagram Interaksi Kolom BI Tipe K3

Dari hasil analisa program spColumn didapatkan untuk kolom lantai dasar menggunakan tulangan longitudinal 28D25.

i. Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal Kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.3.1, Luas tulangan memanjang, A_{st} , tidak boleh kurang dari $0.01A_g$ (1%) atau lebih dari $0.06A_g$ (6%). Dari hasil analisis menggunakan program spColumn didapat rasio tulangan memanjang kolom sebesar 1.18%.

$$1\% < 1.18\% < 6\% \text{.. (Ok)}$$

C. Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom Terhadap Beban Aksial Terfaktor

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 10.3.6, kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisis struktur.

$$\begin{aligned}\phi P_n(\max) &= 0,8 \times \phi \times [0,85 \times f_c' \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}] \\ &= 0,8 \times 0,65 \times [0,85 \times 35 \times (1210000 - 13744,47) + 410 \times 13744,47] \\ &= 24080118,8 \text{ N} \\ &= 24080,118 \text{ kN} > 9213 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{OK}\end{aligned}$$

2. Persyaratan Strong Column Weak Beam

Sesuai dengan filosofi desain kapasitas, maka SNI 2847:2013 Pasal 21.6.2 mensyaratkan bahwa:

$$\Sigma M_{nc} > (1.2) \Sigma M_{nb}$$

ΣM_{nc} adalah jumlah kuat momen nominal dari kolom di muka sisi atas dan bawah HBK dari hasil penulangan terpasang akibat kombinasi beban terfaktor. Kuat momen ini harus dicek pada beban aksial maksimum dan minimum yang memberikan kuat momen terendah.

$$\Sigma M_{nc} = M_{n.top} + M_{n.bottom}$$

ΣM_{nb} adalah jumlah kuat momen nominal dari balok di muka sisi kanan dan kiri HBK. Pada balok T, baiknya tulangan yang berada di lebar efektif flens diperhitungkan pada M_{nb} .

$$\Sigma M_{nb} = M_n^+ + M_n^-$$

Menghitung ΣM_{nb}

$$A_s \text{ atas} = 13D22 = 4941,73 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ bawah} = 7D22 = 2260,93 \text{ mm}^2$$

$$d = 700 - 40 - 13 - (0.5 \times 22) = 636 \text{ mm}$$

Besarnya Mn^+ adalah

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{4941,73 \times 410}{0.85 \times 35 \times 500} = 119,18 \text{ mm}$$

$$Mn^+ = A_s f_y \left(d - \frac{a_{pr.1}}{2} \right) = 4941,73 \times 410 \left(676 - \frac{119,18}{2} \right) = 1167,86 \text{ kN.m}$$

Besarnya Mn^- adalah

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{2660,93 \times 410}{0.85 \times 35 \times 500} = 64,17 \text{ mm}$$

$$Mn^- = A_s f_y \left(d - \frac{a_{pr.1}}{2} \right) = 2660,93 \times 410 \left(676 - \frac{64,17}{2} \right) = 658,85 \text{ kN.m}$$

Maka,

$$\begin{aligned} \Sigma Mn_b &= Mn^+ + Mn^- \\ &= 1826,72 \text{ kN} \end{aligned}$$

Nilai ΣMn_c diperoleh dengan bantuan diagram interaksi kolom hasil analisis program bantu pcaColumn.

Sehingga diperoleh:

$$\Sigma Mn_c = Mn_{top} + Mn_{bottom}$$

$$\begin{aligned} \Sigma Mn_c &= 4392,04 \text{ kN} + 4910,86 \text{ kN} \\ &= 9302,9 \text{ kN} \end{aligned}$$

Maka,

$$\begin{aligned} \Sigma Mn_c &> (1.2) \Sigma Mn_b \\ 9302,9 \text{ kN} &> (1.2) 1826,72 \text{ kN} \\ 9302,9 \text{ kN} &> 2192,06 \text{ kN.. (Ok)} \end{aligned}$$

Maka persyaratan strong column weak beam terpenuhi.

3. Penentuan Daerah Sendi Plastis

Daerah sendi plastis ditentukan berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.1, yang menyatakan bahwa panjang l_o tidak boleh kurang dari yang terbesar dari persyaratan berikut:

- Tinggi komponen struktur di joint, $h = 1100 \text{ mm}$
- $\frac{1}{6}$ bentang bersih komponen struktur
 $= \frac{1}{6} \times 2800 \text{ mm} = 466,67 \text{ mm}$
- 450 mm

Diambil daerah sendi plastis (l_o) sepanjang 1100 mm.

Spasi tulangan transversal sepanjang sendi plastis ditentukan berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.3, bahwa spasi tulangan transversal sepanjang l_o komponen struktur tidak boleh melebihi yang terkecil dari persyaratan berikut:

- Seperempat dimensi komponen struktur minimum

$$\frac{b}{4} = \frac{1100}{4} = 275 \text{ mm}$$

- 6 kali diameter tulangan longitudinal terkecil

$$6d_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

- s_o , dengan s_o tidak melebihi 150 mm dan tidak kurang dari 100 mm.

$$s_o = 100 + \frac{350 - 0,5h_x}{3} = 100 + \frac{350 - 0,5(1100 - 2(40) - \frac{13}{2})}{3} = 50,75 \text{ mm}$$

Nilai s_o tidak boleh melebihi 150 mm dan tidak perlu diambil kurang dari 100 mm.

Maka digunakan spasi sengkang (s) = 100 mm sepanjang l_o dari ujung-ujung kolom.

4. Pengekangan Kolom di Daerah Sendi Plastis

Untuk Ashmin sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.4 diperoleh dari nilai terbesar dari hasil rumus berikut :

$$A_{sh1} = 0,3 \left(\frac{sb_c f'_c}{f_{yt}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \text{ dan } A_{sh2} = 0,09 \frac{sb_c f'_c}{f_{yt}}$$

Keterangan :

S = jarak spasi tulangan transversal (mm)

bc = dimensi potongan melintang dari inti kolom, diukur dari pusat ke pusat dari tulangan pengegang (mm)

A_g = luasan penampang kolom (mm²)

A_{ch} = luasan penampang kolom diukur dari daerah terluar tulangan transversal (mm)

F_{yt} = kuat leleh tulangan transversal (MPa)

Dengan asumsi bahwa $s = 100$ mm, $f_{yt} = 410$ MPa, selimut beton = 40 mm dan $D_s = 13$ mm

$$bc = b - 0,5d' - ds = 1100 - 0,5 \times 13 - 40 = 1007 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_{ch} &= (1100 - 40) \times 2 \\ &= 1040400 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{sh1} = 0,3 \left(\frac{s b_c f_{r_c}}{f_{yt}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) = 218,04 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh2} = 0,09 \frac{s b_c f_{r_c}}{f_{yt}} = 401,27 \text{ mm}^2 \text{ (menentukan)}$$

Digunakan sengkang (hoop) 4D13-100

$$\begin{aligned} A_{spasang} &= 4 \text{ kaki} \times 0,25 \times \pi \times (13)^2 \\ &= 530,929 \text{ mm}^2 > A_{sh} = 231,13 \text{ mm}^2 \text{ (ok)} \end{aligned}$$

5. Penulangan Transversal Terhadap Gaya Geser

Gaya geser rencana, V_e , untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.5.1, harus ditentukan dari peninjauan terhadap gaya-gaya maksimum yang dapat dihasilkan di muka-muka pertemuan-pertemuan (joints) di setiap ujung komponen struktur. Gaya-gaya joint ini harus ditentukan menggunakan kekuatan momen maksimum yang mungkin, M_{pr} , di setiap ujung komponen struktur yang berhubungan dengan rentang dari beban aksial terfaktor, P_u , yang bekerja pada komponen struktur. Geser komponen struktur tidak perlu melebihi yang ditentukan dari kekuatan joint berdasarkan pada M_{pr} komponen struktur transversal yang merangka ke dalam joint. Dalam V_e tidak boleh kurang dari geser terfaktor yang ditentukan oleh analisis struktur. M_{pr} ditentukan dengan mengasumsikan tegangan tarik dalam batang tulangan longitudinal sebesar paling sedikit $1.25f_y$ dan faktor reduksi kekuatan ϕ sebesar 1.0 Nmm. Sehingga nilai f_y untuk analisis geser sebesar:

$$1.25f_y = 1.25 \times 410 = 512,5 \text{ Mpa}$$

Gaya geser yang bekerja di sepanjang bentang kolom (V_u) ditentukan dari M_{pr+} dan M_{pr-} balok yang menyatu dengan kolom tersebut.

Perhitungan M_{pr+} dengan tulangan 13D22 ($A_s = 4941,73 \text{ mm}^2$)

$$a = \frac{As \times 1.25 f_y}{0.85 \times f_c \times b} = 148,97 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr+} &= As \times (1.25 f_y) \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 4941,73 \times (1.25 \times 400) \times \left(636 - \frac{148,97}{2} \right) \\ &= 1459,83 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Perhitungan M_{pr-} dengan tulangan 7D22 ($As = 2660,93 \text{ mm}^2$)

$$a = \frac{As \times 1.25 f_y}{0.85 \times f_c \times b} = 80,22 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr-} &= As \times (1.25 f_y) \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 2660,93 \times (1.25 \times 400) \times \left(636 - \frac{80,22}{2} \right) \\ &= 823,57 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Maka,

$$V_u = \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{l_n} = \frac{1459,83 + 823,57}{6,7} = 340,81 \text{ kN}$$

Besarnya V_u tersebut harus dibandingkan dengan V_c , yaitu gaya geser yang diperoleh dari M_{pr} kolom. Cara memperoleh M_{pr} kolom memakai bantuan diagram interaksi kolom dengan program *pcaColumn*.

$$f_s = 1.25 f_y = 1.25 \times 410 = 512,5 \text{ Mpa}$$

Dari hasil analisis dengan menggunakan *pcaColumn* diperoleh $M_{pr} = 10144,31 \text{ kNm}$

Karena dimensi dan penulangan kolom atas dan bawah sama, maka:

$$V_e = 3028,15 \text{ kN}$$

Ternyata $V_e > V_u \rightarrow 3028,15 \text{ kN} > 340,81 \text{ kN}$, perencanaan geser memenuhi syarat dipakai $V_u = 3028,15 \text{ kN}$

Besarnya V_u tersebut akan ditahan oleh kuat geser beton (V_c) dan kuat tulangan geser (V_s).

Nilai V_c harus dianggap = 0 sesuai SNI-2847-2013 Pasal

21.6.5.2, apabila:

- $50\% V_e > V_u$
 $1514,07 \text{ kN} > 340,81 \text{ kN}$

- $P_u < A_g f'_c / 10$

$$9213 \text{ kN} > 4840 \text{ kN}$$

Maka, $V_c \neq 0$.

Untuk komponen struktur yang dikenai tekan aksial,

$$\begin{aligned} V_c &= 0.17 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \\ &= 0.17 \times \left(1 + \frac{9213}{14 \times 1210000} \right) \times 1 \times \sqrt{35} \times 700 \times (700 - 40 - 13 - \frac{25}{2}) \\ &= 1223216,72 \text{ N} = 1223,22 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 1223,22 \text{ kN} = 917,42 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - \phi V_c = \frac{3028}{0.75} - 917,42 = 3120,12 \text{ kN}$$

Digunakan tulangan sengkang 4 D 13 ($A_s = 530.93 \text{ mm}^2$), maka jarak ditentukan dari nilai yang terkecil antara:

$$s = \frac{A_s f_y d}{V_s} = \frac{530.93 \times 410 \times 1034,5}{3120123,79} = 75,17 \text{ mm}$$

serta syarat jarak maksimal menurut SNI 2847:2013 Pasal

21.6.4.5 adalah

$$s1 = 6 d_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

$$s2 = 150 \text{ mm}$$

Maka digunakan jarak sengkang 150 mm, sehingga digunakan sengkang 4 D 13 – 150 di luar sendi plastis.

6. Panjang Lewatan pada Sambungan Tulangan Kolom

Sambungan tulangan kolom yang diletakkan di tengah tinggi kolom harus memenuhi ketentuan panjang lewatan yang ditentukan pasal 12.2.3 yang dihitung dengan rumus .

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1,1\lambda\sqrt{f'_c}} \frac{\Psi_t\Psi_e\Psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right)} \right) d_b$$

Dengan ketentuan :

$\Psi_t = 1,0$ (tidak berada diatas lapisan beton stebel 300mm)

$\Psi_e = 1,0$ (tidak dilapisi epoksi)

$\Psi_s = 1,0$ (beton berat normal)

$\lambda = 1,0$ (beton berat normal)

$c_b = \text{cover} + D_{\text{tul geser}} + 0,5D_{\text{tul lentur}}$
 $= 40 + 13 + 25/2 = 64,5 \text{ mm}$

$K_{tr} = 0$ (penyederhanaan disain meskipun terdapat tulangan transversal)

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1,1\lambda\sqrt{f'_c}} \frac{\Psi_t\Psi_e\Psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right)} \right) d_b$$

$$= \left(\frac{410}{1,1 \times 1 \times \sqrt{40}} \frac{1 \times 1 \times 1}{\left(\frac{64,5 + 0}{25}\right)} \right) 25 = 571,059 \text{ mm}$$

$$1,3l_d = 1,3 (571,06) = 742,38 \text{ mm} \approx 800 \text{ cm}$$

7. Hubungan Balok Kolom

Untuk mendesain hubungan balok kolom, diperlukan pengecekan-pengecekan sebagai berikut:

A. Cek syarat panjang joint

Dimensi kolom yang sejajar dengan tulangan balok tidak boleh kurang dari 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar balok (SNI 2847:2013 pasal 21.7.2.3).

a. $b = h = 1100 \text{ mm}$

b. $20 d_b = 20 (25) = 500 \text{ mm}$

c. $b = 1100 \text{ mm} > 20 d_b = 500 \text{ mm}$ (ok)

B. Tulangan transversal untuk *confinement*

Untuk joint interior, jumlah tulangan confinement dapat memakai seperti pada pendetailan tulangan transversal kolom sebagaimana disyaratkan pada SNI 2847:2013 pasal 21.7.3.1. Jadi dapat digunakan 4Ø13-100.

C. Hitung geser pada kolom

Balok yang memasuki joint memiliki $M_{pr}^+ = 598152143,29$ Nmm dan $M_{pr}^- = 369517550,98$ kNm.

$$V_h = \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{l_n} = \frac{5253,21 + 4891,1}{6,7} = 3028,15 \text{ KN}$$

D. Hitung gaya-gaya pada tulangan balok longitudinal

Dalam perhitungan diasumsikan bahwa tegangan pada tulangan tarik lentur adalah $1,25f_y$ (SNI 2847:2012 pasal 21.7.2.1).

- Gaya tarik pada tulangan balok di bagian kanan

$$A_s \text{ balok kanan } 13D22 = 4941,73 \text{ mm}^2$$

$$T_1 = 1,25A_s f_y = 1,25 \times 4941,73 \times 410$$

$$= 2532634,19 \text{ N}$$

Gaya tekan yang bekerja pada balok ke arah kanan

$$C_1 = T_1 = 2532634,19 \text{ N}$$

- Gaya tarik pada tulangan balok di bagian kiri

$$A_s \text{ balok kiri } 7D22 = 2660,93 \text{ mm}^2$$

$$T_2 = 1,25A_s f_y = 1,25 \times 2660,93 \times 410$$

$$= 1363726,101 \text{ N}$$

Gaya tekan yang bekerja pada balok ke arah kiri

$$C_1 = T_2 = 1363726,101 \text{ N}$$

E. Hitung gaya geser pada joint

$$V_j = T_1 + T_2 - V_h$$

$$= 2532634,19 + 1363726,1 - 3028152,24 = 868208,05 \text{ N}$$

F. Cek kuat geser joint

Kuat geser joint yang dikekang di keempat sisinya adalah (SNI 2847:2013 pasal 21.7.4.1).

$$V_n = 1,7\sqrt{f_c} A_j = 1,7 \sqrt{40} \times (1100 \times 1100) = 13009610,29 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0,75 \times 13009610.29 \\ &= 9757207.72\text{N} \geq V_j = 3028152,24 \text{ (memenuhi)}\end{aligned}$$

Maka HBK cukup kuat untuk menahan beban gravitasi dan beban gempa. Kemudian dapat dipakai untuk perencanaan struktur. Untuk kolom 1 dan kolom 2 dilakukan hal yang sama dengan perhitungan kolom 3, sehingga didapatkan hasil perhitungan sebagai berikut:

Tabel 5.24 Tulangan kolom struktur fixbase

Tipe		K1	K2	K3
Dimensi (mm)		700x700	900x900	1100x1100
Tul.Long		28D25	24D25	20D22
f'c (Mpa)		40	40	40
fy (Mpa)		410	410	410
Tul. geser	Tump	4D13-100	4D13-100	4D13-100
	Lap	4D13-150	4D13-150	4D13-150

(Halaman Ini Sengaja Dikosongkan)

BAB VI

ANALISA *PUSHOVER*

6.1 Umum

Pada analisa *pushover* yang akan dilakukan adalah mengevaluasi hasil dari perencanaan sebelumnya yang telah dilakukan pada ke-dua struktur bangunan yang dilakukan, yaitu struktur *fixbase* dan struktur *base isolation*. Hal ini dilakukan untuk mengetahui kinerja dari bangunan tersebut dari kondisi bangunan yang berada di wilayah gempa tinggi,

Analisa *pushover* merupakan struktur yang didorong secara bertahap hingga beberapa komponen struktur mengalami leleh dan berdeformasi inelastis. Hubungan antara perpindahan lateral lantai atap dan gaya geser dasar digambarkan dalam suatu kurva yang menggambarkan kapasitas struktur dan dinamakan kurva kapasitas (*capacity curve*). Untuk mengetahui perilaku struktur yang ditinjau terhadap intensitas gempa yang diberikan, kurva kapasitas ini kemudian dibandingkan dengan tuntutan (*demand*) kinerja yang berupa response spectrum berbagai intensitas (periode ulang) gempa.

Analisa *pushover* dilakukan pada pusat massa dari lantai paling atas struktur bangunan dengan memasukan respon spektrum dan faktor skala sesuai dengan perhitungan sebelumnya. Karena struktur bangunan yang tidak simetris, maka dilakukan analisa terhadap arah x dan arah y.

6.2 Analisa *Pushover* Struktur *Fixbase*

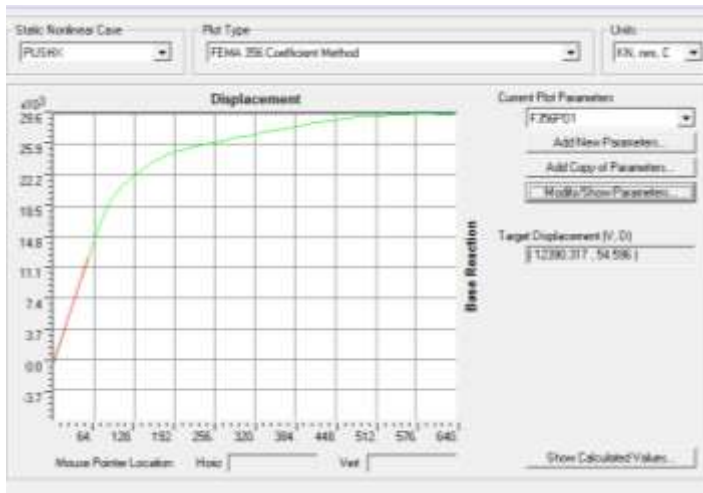
6.2.1 Target Perpindahan

Sesuai dengan FEMA 356 didapatkan hasil analisa *pushover* berupa target perpindahan yang didapatkan dari titik perpotongan antara bilinear force curve (garis merah) paling besar dengan capacity curve (garis hijau).

Parameter yang diinput pada SAP sesuai dengan FEMA 356, respon spectrum dan skala factor bangunan yang telah dihitung sebelumnya.

A. Arah x

Dengan menggunakan software SAP didapatkan hasil sebagai berikut :



Gambar 6.1 Target Perpindahan SAP Struktur Fixbase Arah X

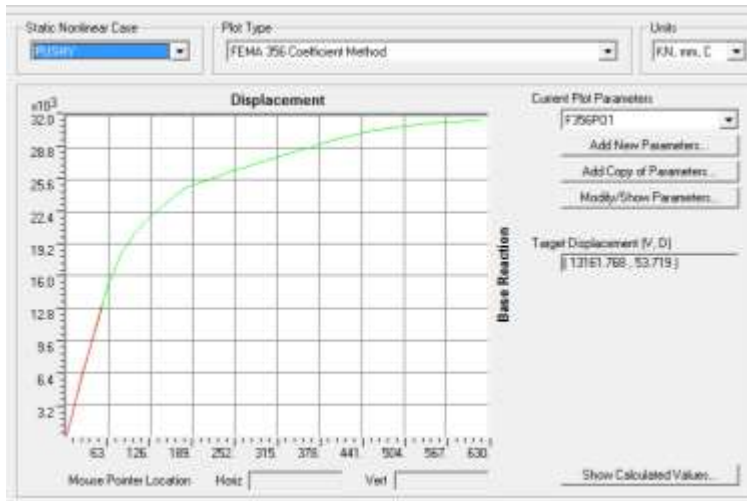
Tabel 6.1 Target Perpindahan Struktur Fixbase Arah X

Item	Value	Item	Value
C0	13	Ke	226457,1
C1	1	Alpha	10
C2	1	R	4
C3	1	Vy	4656,3
Sa	0,0863	Weight	211185,6
Te	14	Cm	1
Ti	14	V (KN)	12390,05
Ki	226457,09	D(mm)	54,587

Didapatkan, $V=12390,32$ KN dan Displacement= 54,59 mm.

B. Arah y

Sesuai dengan FEMA 356 didapatkan hasil analisa pushover menggunakan software SAP adalah sebagai berikut :



Gambar 6.2 Target Perpindahan SAP Struktur Fixbase Arah Y

Tabel 6.2 Target Perpindahan Struktur Fixbase Arah Y

Item	Value	Item	Value
C0	13	Ke	264167,9
C1	1	Alpha	0,8846
C2	1	R	4
C3	1	Vy	52.714
Sa	0,0887	Weight	211185,6
Te	14	Cm	1
Ti	14	V (KN)	13469,11
Ki	264167,87	D(mm)	53,355

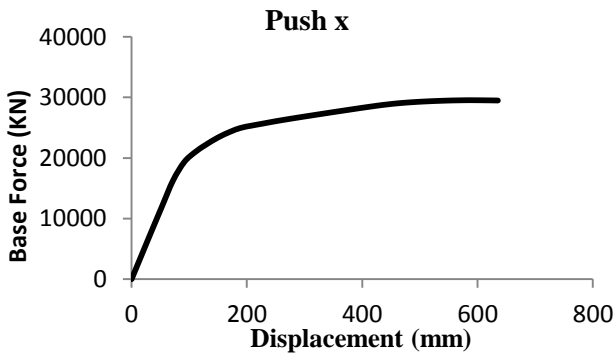
Didapatkan, $V=13161,77$ KN dan Displacement = 53,72 mm.

6.2.2 Kurva kapasitas

Kurva kapasitas merupakan hasil dari gaya geser dan perpindahan yang dilakukan sampai bangunan yang telah direncanakan runtuh. Ditinjau dari perpindahan lantai atap bangunan.

1. Arah x

Setelah kurva kapasitas didapatkan terjadi sendi-sendi plastis yang terjadi. Hal tersebut dapat dimasukkan kedalam kategori keruntuhan. Hasil analisa sap kurva kapasitas dan sendi-sendi plastis pada bangunan adalah sebagai berikut :



Gambar 6.3 Kurva kapasitas struktur fixbase arah x

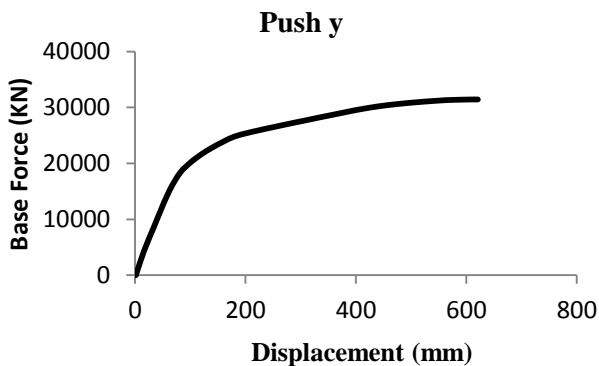
Tabel 6.3 Hasil Analisa Struktur Fixbase Arah X

Step	Displacement mm	Base Force KN	A	B	IO	LS	CP	C	D	E	Total
0	0,205202	0	2238	0	0	0	0	0	0	0	2238
1	18,205202	4122,697	2238	0	0	0	0	0	0	0	2238
2	31,625269	7196,412	2236	2	0	0	0	0	0	0	2238
3	52,729569	11974,105	2201	37	0	0	0	0	0	0	2238
4	72,193579	16314,912	2168	70	16	0	0	0	0	0	2238
5	91,564683	19334,711	1980	242	19	0	0	0	0	0	2238
6	109,882059	20938,315	1879	333	26	0	0	0	0	0	2238
7	128,650064	22167,861	1828	336	74	0	0	0	0	0	2238
8	150,197231	23391,909	1772	293	173	0	0	0	0	0	2238
9	171,011191	24326,235	1715	263	260	0	0	0	0	0	2238
10	189,497605	24975,183	1681	243	314	0	0	0	0	0	2238
11	207,826207	25334,413	1670	216	352	0	0	0	0	0	2238
12	226,515953	25662,781	1665	198	374	1	0	0	0	0	2238
13	248,054673	26038,909	1654	166	400	18	0	0	0	0	2238
14	268,005145	26360,031	1646	140	431	21	0	0	0	0	2238
15	288,407224	26675,486	1639	105	470	18	0	6	0	0	2238
16	312,239473	27025,959	1635	100	476	9	0	18	0	0	2238
17	331,36242	27306,534	1635	72	496	11	0	24	0	0	2238
18	350,389903	27584,003	1629	71	456	58	0	24	0	0	2238
19	372,6539	27903,187	1618	79	393	124	0	24	0	0	2238
20	396,817177	28243,201	1613	73	327	192	0	33	0	0	2238
21	418,205894	28536,418	1608	74	292	199	0	65	0	0	2238

Target perpindahan tersebut dapat diplokan dengan kurva kapasitas, maka kinerja bangunan termasuk dalam kategori **IO** (*Immediate Occupancy*) yang berarti bangunan tidak ada kerusakan yang berarti pada struktur, dimana kekuatan dan kekakuannya kira-kira hampir sama dengan kondisi sebelum gempa. Komponen non-struktur masih berada ditempatnya dan sebagian besar masih berfungsi jika utilitasnya tersedia. Bangunan dapat tetap berfungsi dan tidak terganggu dengan masalah perbaikan. Rincian perhitungan hasil analisa SAP terdapat pada **lampiran 1**.

2. Arah y

Setelah kurva kapasitas didapatkan terjadi sendi-sendi plastis yang terjadi. Hal tersebut dapat dimasukan kedalam kategori keruntuhan. Hasil analisa sap kurva kapasitas dan sendi-sendi plastis pada bangunan adalah sebagai berikut.



Gambar 6.4 Kurva kapasitas struktur fixbase arah y

Tabel 6.4 Hasil analisa struktur fixbase arah y

Step	Displacement mm	Base Force KN	A	B	IO	LS	CP	C	D	E	Total
0	1,64	0	2238	0	0	0	0	0	0	0	2238
1	16,36	4322,893	2236	2	0	0	0	0	0	0	2238
2	34,36	8645,786	2229	9	0	0	0	0	0	0	2238
3	44,30	11033,002	2212	25	1	0	0	0	0	0	2238
4	62,39	15122,366	2175	63	7	0	0	0	0	0	2238
5	81,33	18267,986	2030	208	21	0	0	0	0	0	2238
6	100,69	20169,761	1936	301	39	0	0	0	0	0	2238
7	120,49	21638,036	1877	334	43	0	0	0	0	0	2238
8	139,96	22829,132	1829	274	135	0	0	0	0	0	2238
9	160,99	23934,525	1792	242	204	0	0	0	0	0	2238
10	179,80	24791,034	1767	204	267	0	0	0	0	0	2238
11	202,78	25424,08	1744	189	305	0	0	0	0	0	2238
12	225,51	25945,236	1737	153	348	0	0	0	0	0	2238
13	247,98	26432,261	1728	132	378	0	0	0	0	0	2238
14	270,21	26901,119	1717	103	418	0	0	0	0	0	2238
15	289,21	27298,17	1713	80	445	0	0	0	0	0	2238
16	317,07	27865,578	1711	70	451	6	0	0	0	0	2238
17	336,74	28270,908	1705	66	431	36	0	0	0	0	2238
18	371,88	28971,489	1699	63	351	124	0	1	0	0	2238
19	389,97	29342,694	1697	60	309	165	0	7	0	0	2238
20	408,15	29680,868	1695	61	260	189	0	33	0	0	2238
21	429,31	30035,563	1686	67	229	176	0	80	0	0	2238

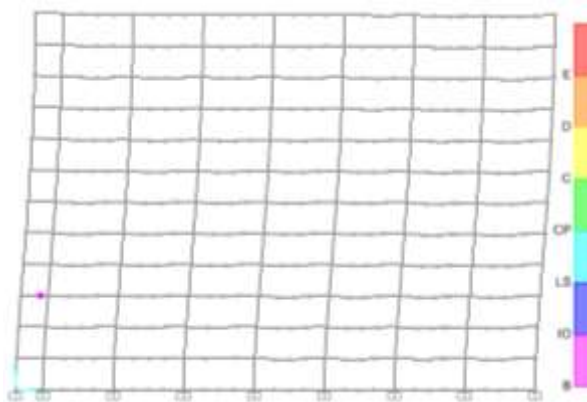
Target perpindahan tersebut dapat diplokan dengan kurva kapasitas, maka kinerja bangunan termasuk dalam kategori **IO** (*Immediete Occupancy*) yang berarti bangunan tidak ada kerusakan yang berarti pada struktur, dimana kekuatan dan kekakuannya kira-kira hampir sama dengan kondisi sebelum

gempa. Komponen non-struktur masih berada ditempatnya dan sebagian besar masih berfungsi jika utilitasnya tersedia. Bangunan dapat tetap berfungsi dan tidak terganggu dengan masalah perbaikan. Rincian perhitungan hasil analisa SAP terdapat pada **lampiran 2**.

6.2.3 Mekanisme Sendi Plastis

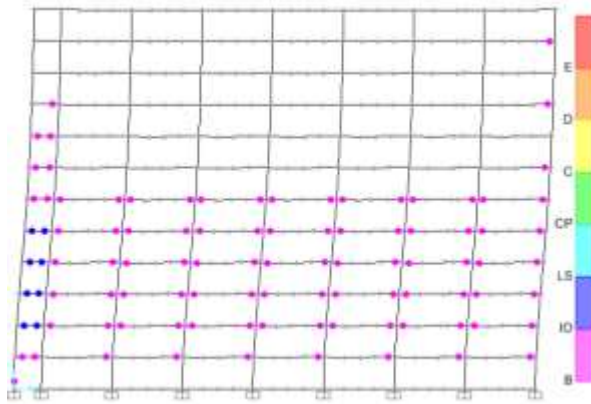
1. Arah x

Berikut merupakan penjelasan dari sendi plasti yang didapatkan dari hasil analisa SAP.



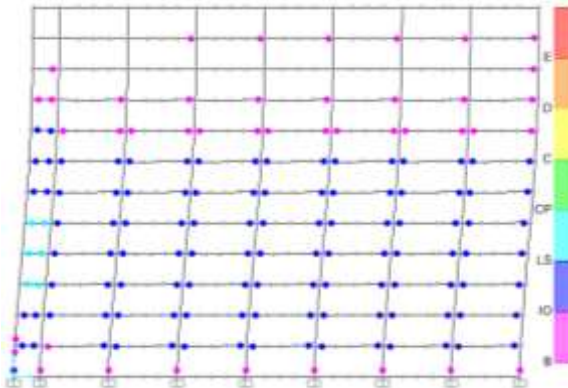
Gambar 6.5 Sendi Plastis Struktur *Fixbase* Arah X Step 2

Berdasarkan tabel dan gambar diatas dapat dijelaskan bahwa struktur mengalami sendi plastis pada step 2 dengan gaya geser 7196,41 kN dan perpindahan sebesar 31,63 mm. Dengan level kinerja B yang berwarna merah muda yang berarti tidak didapatkan kerusakan pada struktur dan non structural.



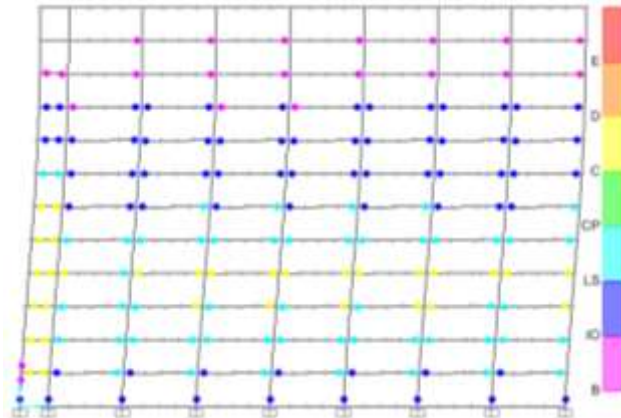
Gambar 6.6 Sendi Plastis Struktur *Fixbase* Arah X Step 4

Berdasarkan tabel dan gambar diatas dapat dijelaskan bahwa struktur mengalami sendi plastis pada step 4 dengan gaya geser 16314,92 kN dan perpindahan sebesar 72,19 mm. Dengan level kinerja *IO* yang berwarna biru tua yang berarti tidak ada kerusakan yang berarti pada struktur, dimana kekuatan dan kekakuannya kira-kira hampir sama dengan kondisi sebelum gempa.



Gambar 6.7 Sendi Plastis Struktur *Fixbase* Arah X Step 13

Berdasarkan tabel dan gambar diatas dapat dijelaskan bahwa struktur mengalami sendi plastis pada step 13 dengan gaya geser 26038,9 kN dan perpindahan sebesar 248,05 mm. Dengan level kinerja *Life Safety* yang berwarna biru muda yang berarti terjadi kerusakan komponen struktur kekakuan berkurang, tetapi masih mempunyai ambang yang cukup terhadap keruntuhan.

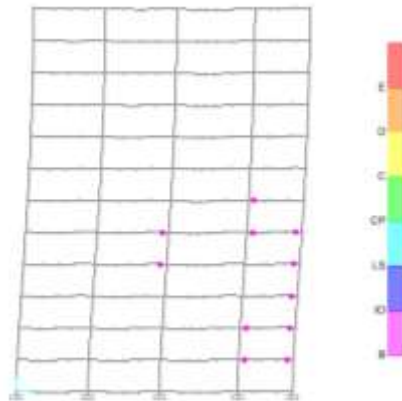


Gambar 6.8 Sendi Plastis Struktur *Fixbase* Arah X Step 16

Berdasarkan tabel dan gambar diatas dapat dijelaskan bahwa struktur mengalami sendi plastis pada step 16 dengan gaya geser 27025,95 kN dan perpindahan sebesar 312,23 mm. Dengan level kinerja *Collapse* yang berwarna kuning yang berarti kerusakan yang berarti pada komponen struktur dan non-struktur. Kekuatan struktur dan kekakuan berkurang banyak, hampir runtuh.

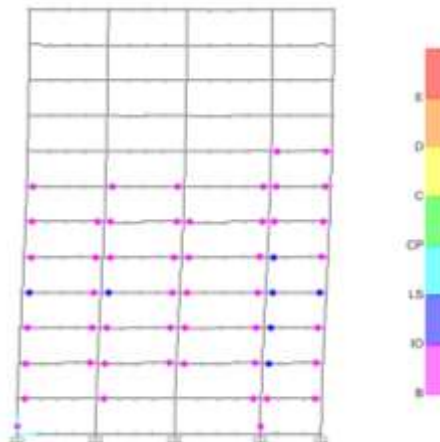
2. Arah y

Berikut merupakan penjelasan dari sendi plasti yang didapatkan dari hasil analisa SAP.



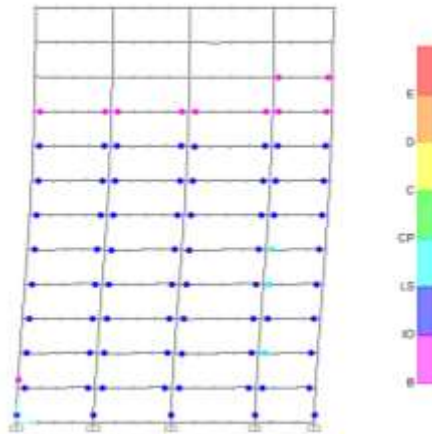
Gambar 6.9 Sendi Plastis Struktur *Fixbase* Arah X Step 3

Berdasarkan tabel dan gambar diatas dapat dijelaskan bahwa struktur mengalami sendi plastis pada step 3 dengan gaya geser 11033 kN dan perpindahan sebesar 44,30 mm. Dengan level kinerja B yang berwarna merah muda yang berarti tidak didapatkan kerusakan pada struktur dan non struktural.



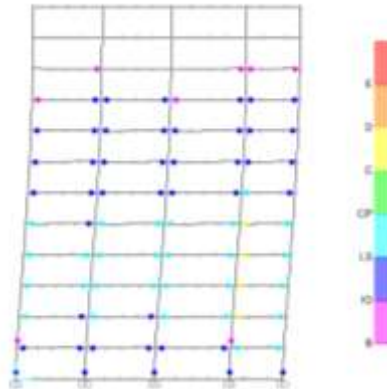
Gambar 6.10 Sendi Plastis Struktur *Fixbase* Arah X Step 4

Berdasarkan tabel dan gambar diatas dapat dijelaskan bahwa struktur mengalami sendi plastis pada step 4 dengan gaya geser 15122,37 kN dan perpindahan sebesar 62,39 mm. Dengan level kinerja *IO* yang berwarna biru tua yang berarti tidak ada kerusakan yang berarti pada struktur, dimana kekuatan dan kekakuannya kira-kira hampir sama dengan kondisi sebelum gempa.



Gambar 6.11 Sendi Plastis Struktur *Fixbase* Arah X Step 16

Berdasarkan tabel dan gambar diatas dapat dijelaskan bahwa struktur mengalami sendi plastis pada step 16 dengan gaya geser 27865,57 kN dan perpindahan sebesar 317,07 mm. Dengan level kinerja *Life Safety* yang berwarna kuning yang berarti terjadi kerusakan komponen struktur kekakuan berkurang, tetapi masih mempunyai ambang yang cukup terhadap keruntuhan.



Gambar 6.12 Sendi Plastis Struktur *Fixbase* Arah X Step 19

Berdasarkan tabel dan gambar diatas dapat dijelaskan bahwa struktur mengalami sendi plastis pada step 19 dengan gaya geser 29342,69 kN dan perpindahan sebesar 389,96 mm. Dengan level kinerja *Collapse* yang berwarna kuning yang berarti kerusakan yang berarti pada komponen struktur dan non-struktur. Kekuatan struktur dan kekakuan berkurang banyak, hampir runtuh.

6.3 Analisa *Pushover* Struktur *Base Isolation*

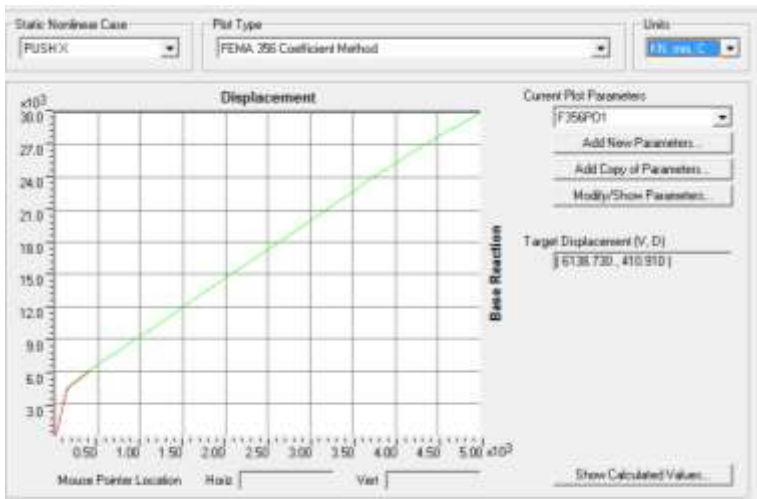
6.3.1 Target Perpindahan

Sesuai dengan FEMA 356 didapatkan hasil analisa pushover berupa target perpindahan yang didapatkan dari titik perpotongan antara bilinear force curve (garis merah) paling besar dengan capacity curve (garis hijau).

Parameter yang diinput pada SAP sesuai dengan FEMA 356, respon spectrum dan skala factor bangunan yang telah dihitung sebelumnya.

1. Arah x

Dengan menggunakan software SAP didapatkan hasil sebagai berikut :



Gambar 6.13 Target Perpindahan SAP Struktur *BI* Arah X

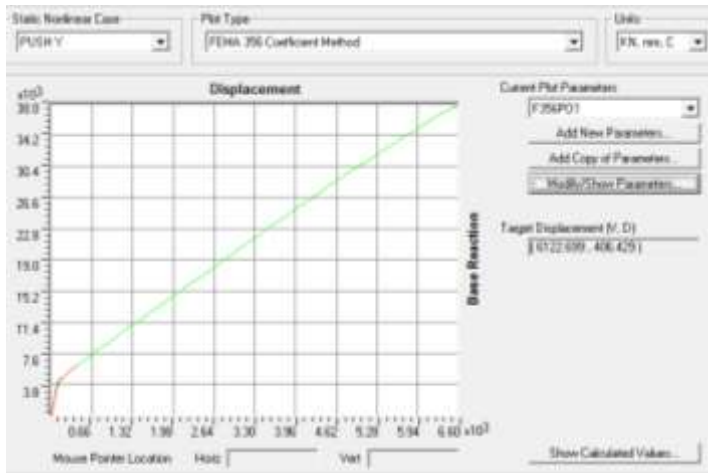
Tabel 6. 5 Target Perpindahan SAP Struktur *BI* Arah X

Item	Value	Item	Value
C0	10	Ke	33299,14
C1	1	Alpha	0,1895
C2	1	R	3
C3	1	Vy	4.375
Sa	0,0676	Weight	211136,8
Te	5	Cm	1
Ti	5	V (KN)	6138,73
Ki	33299,14	D(mm)	410,91

Didapatkan, $V=6138,73$ KN dan Displacement= 410,91 mm.

2. Arah y

Sesuai dengan FEMA 356 didapatkan hasil analisa pushover menggunakan software SAP adalah sebagai berikut :



Gambar 6.14 Target Perpindahan Struktur *BI* Arah *Y*

Tabel 6. 6 Target Perpindahan SAP Struktur *BI* Arah *Y*

Item	Value	Item	Value
C0	10	Ke	39792,35
C1	1	Alpha	0,1683
C2	1	R	4
C3	1	Vy	4.089
Sa	0,0787	Weight	211136,8
Te	4	Cm	1
Ti	4	V (KN)	6122,699
Ki	39792,35	D(mm)	406,43

Didapatkan, $V=6122,67$ KN dan Displacement = 406,43 mm.

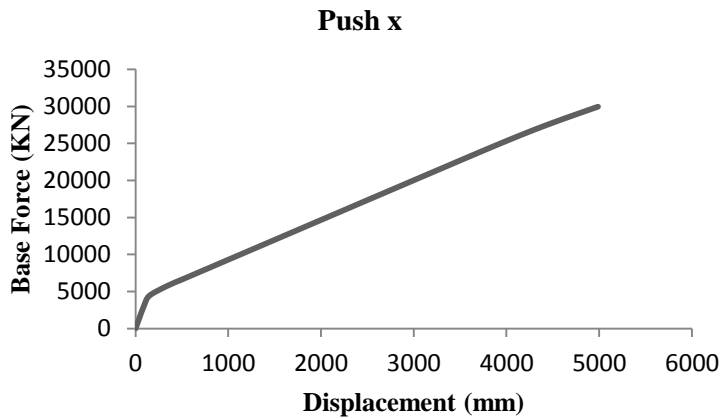
6.3.2 Kurva kapasitas

Kurva kapasitas merupakan hasil dari gaya geser dan perpindahan yang dilakukan sampai bangunan yang telah

direncanakan runtuh. Ditinjau dari perpindahan lantai atap bangunan.

1. Arah x

Setelah kurva kapasitas didapatkan terjadi sendi-sendi plastis yang terjadi. Hal tersebut dapat dimasukan kedalam kategori keruntuhan. Hasil analisa sap kurva kapasitas dan sendi-sendi plastis pada bangunan adalah sebagai berikut :



Gambar 6.15 Kurva kapasitas struktur *BI* arah x

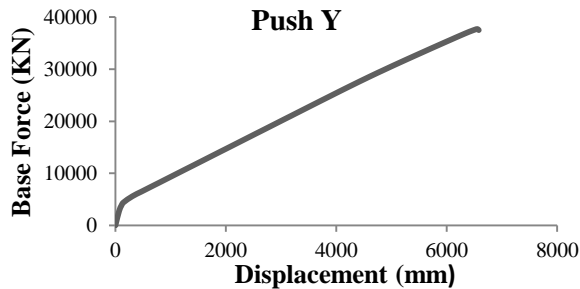
Tabel 6.7 Hasil analisa struktur *Base Isolation* arah x

Step	Displacement mm	Base Force KN	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	0,44	0,00	2238	0	0	0	0	0	0	0	2238
1	116,14	3867,24	2238	0	0	0	0	0	0	0	2238
2	172,47	4644,29	2238	0	0	0	0	0	0	0	2238
3	344,07	5778,65	2231	7	0	0	0	0	0	0	2238
4	509,83	6671,61	2221	17	0	0	0	0	0	0	2238
5	706,44	7725,95	2210	28	0	0	0	0	0	0	2238
6	891,20	8716,65	2203	35	0	0	0	0	0	0	2238
7	1131,86	10006,94	2197	41	0	0	0	0	0	0	2238
8	1317,22	11000,74	2195	43	0	0	0	0	0	0	2238
9	1512,78	12049,19	2193	45	0	0	0	0	0	0	2238
10	1684,49	12969,76	2189	49	0	0	0	0	0	0	2238
11	1898,72	14118,27	2187	51	0	0	0	0	0	0	2238
12	2132,74	15372,89	2184	54	0	0	0	0	0	0	2238
13	2337,87	16472,57	2181	49	8	0	0	0	0	0	2238
14	2530,73	17506,46	2177	46	15	0	0	0	0	0	2238
15	2724,53	18544,84	2168	46	24	0	0	0	0	0	2238
16	2891,98	19441,52	2157	53	28	0	0	0	0	0	2238
17	3140,11	20769,58	2152	52	34	0	0	0	0	0	2238
18	3358,35	21936,79	2135	67	36	0	0	0	0	0	2238
19	3543,95	22927,67	2109	92	37	0	0	0	0	0	2238
20	3738,22	23959,48	2052	146	40	0	0	0	0	0	2238

Target perpindahan tersebut dapat diplokan dengan kurva kapasitas, maka kinerja bangunan termasuk dalam kategori **B (Operasional)** yang berarti tidak ada kerusakan berarti pada struktur dan non-struktur, bangunan tetap berfungsi. Rincian perhitungan hasil analisa SAP terdapat pada **lampiran 4**.

2. Arah y

Setelah kurva kapasitas didapatkan terjadi sendi-sendi plastis yang terjadi. Hal tersebut dapat dimasukkan kedalam kategori keruntuhan. Hasil analisa sap kurva kapasitas dan sendi-sendi plastis pada bangunan adalah sebagai berikut.



Gambar 6.16 Kurva kapasitas struktur *BI* arah x

Tabel 6.8 Hasil analisa struktur *BI* arah y

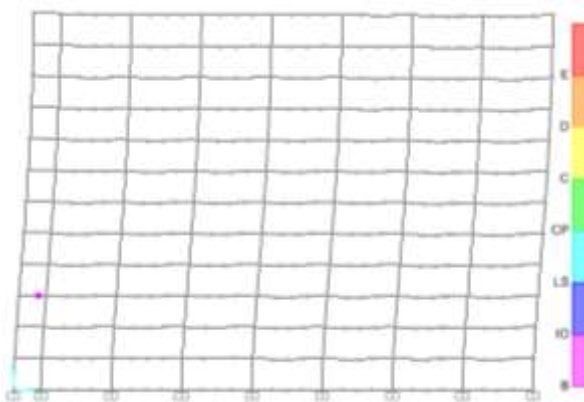
Step	Displacement mm	Base Force KN	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	2,09	0,00	2238	0	0	0	0	0	0	0	2238
1	69,85	2779,45	2238	0	0	0	0	0	0	0	2238
2	109,85	3791,93	2238	0	0	0	0	0	0	0	2238
3	149,85	4423,02	2238	0	0	0	0	0	0	0	2238
4	309,85	5598,57	2238	0	0	0	0	0	0	0	2238
5	469,85	6466,87	2238	0	0	0	0	0	0	0	2238
6	629,85	7325,87	2238	0	0	0	0	0	0	0	2238
7	789,85	8184,52	2238	0	0	0	0	0	0	0	2238
8	949,85	9043,16	2238	0	0	0	0	0	0	0	2238
9	1109,85	9901,82	2238	0	0	0	0	0	0	0	2238
10	1269,85	10760,50	2238	0	0	0	0	0	0	0	2238
11	1429,85	11619,19	2238	0	0	0	0	0	0	0	2238
12	1589,85	12477,89	2238	0	0	0	0	0	0	0	2238
13	1749,85	13336,58	2238	0	0	0	0	0	0	0	2238
14	1909,85	14195,28	2238	0	0	0	0	0	0	0	2238
15	2069,85	15053,98	2238	0	0	0	0	0	0	0	2238
16	2229,85	15912,68	2238	0	0	0	0	0	0	0	2238
17	2389,85	16771,39	2238	0	0	0	0	0	0	0	2238
18	2549,85	17630,09	2238	0	0	0	0	0	0	0	2238
19	2709,85	18488,79	2238	0	0	0	0	0	0	0	2238
20	2869,85	19347,49	2238	0	0	0	0	0	0	0	2238
21	3029,85	20206,19	2237	1	0	0	0	0	0	0	2238
22	3189,85	21064,80	2236	2	0	0	0	0	0	0	2238
23	3349,85	21923,31	2235	3	0	0	0	0	0	0	2238
24	3599,57	23262,51	2222	16	0	0	0	0	0	0	2238
25	3778,57	24220,98	2193	44	1	0	0	0	0	0	2238
26	3962,90	25204,18	2155	81	2	0	0	0	0	0	2238

Target perpindahan tersebut dapat diplotkan dengan kurva kapasitas, terlihat bahwa target tersebut belum terjadi pelelehan tulangan atau kerusakan structural yang signifikan. Oleh karena itu, kinerja bangunan termasuk dalam kategori **B (Operational)** yang berarti tidak ada kerusakan berarti pada struktur dan non-

struktur, bangunan tetap berfungsi. Rincian perhitungan hasil analisa SAP terdapat pada **lampiran 1**.

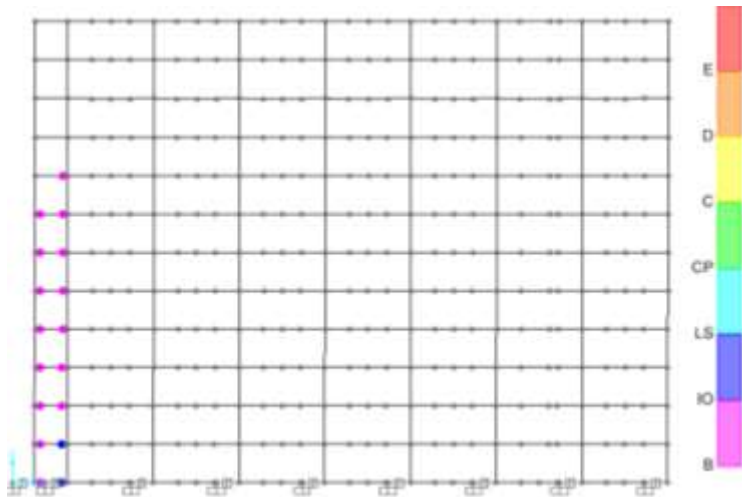
6.3.3 Mekanisme Sendi Plastis

1. Arah x



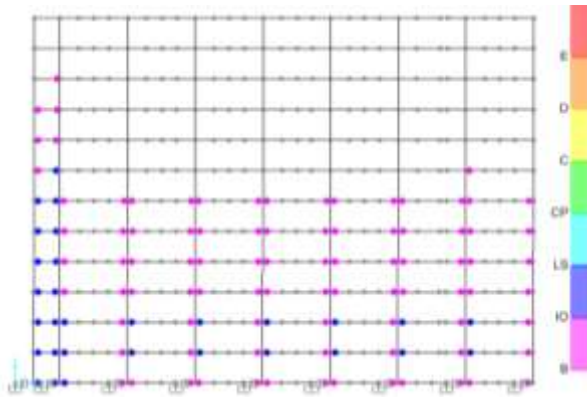
Gambar 6.17 Sendi Plastis Struktur *BI* Arah X Step 3

Berdasarkan tabel dan gambar diatas dapat dijelaskan bahwa struktur mengalami sendi plastis pada step 3 dengan gaya geser 5778,65 kN dan perpindahan sebesar 344,06 mm. Dengan level kinerja B yang berwarna merah muda yang berarti tidak didapatkan kerusakan pada struktur dan non struktur. Sendi plasti terletak pada balok tangga yang hanya ada beberapa titik.



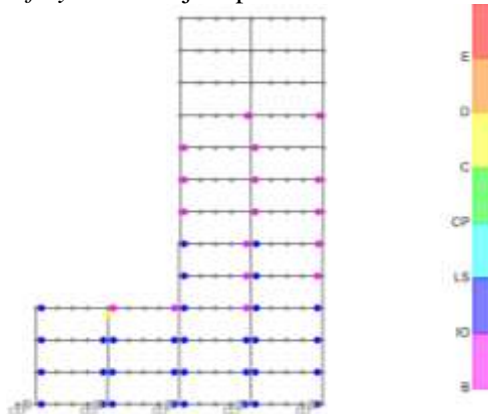
Gambar 6.18 Sendi Plastis Struktur BI Arah X Step 13

Berdasarkan tabel dan gambar diatas dapat dijelaskan bahwa struktur mengalami sendi plastis pada step 13 dengan gaya geser 16472,56 kN dan perpindahan sebesar 2337,86 mm. Dengan level kinerja *IO* yang berwarna biru tua yang berarti tidak ada kerusakan yang berarti pada struktur, dimana kekuatan dan kekakuannya kira-kira hampir sama dengan kondisi sebelum gempa. Sendi plastis hanya terjadi pada balok tangga dan tidak terjadi pada balok induk primer, hal ini dikarenakan dimensi yang terdapat pada balok tangga lebih kecil.



Gambar 6.19 Sendi Plastis Struktur *BI* Arah X Step 24

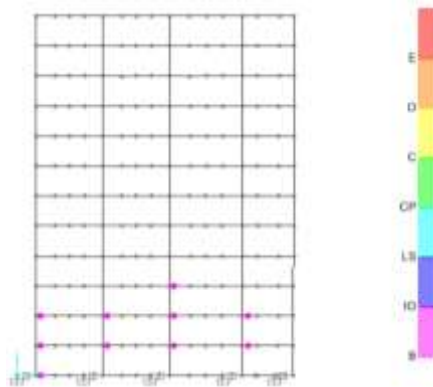
Berdasarkan tabel dan gambar diatas dapat dijelaskan bahwa struktur mengalami sendi plastis pada step 24 dengan gaya geser 27450,07 kN dan perpindahan sebesar 4427,30 mm. Dengan level kinerja *Life Safety* yang berwarna biru muda yang berarti terjadi kerusakan komponen struktur kekakuan berkurang, tetapi masih mempunyai ambang yang cukup terhadap keruntuhan. Sendi plastis *Life Safety* mulai terjadi pada 2 titik kolom.



Gambar 6.20 Sendi Plastis Struktur *BI* Arah X Step 25

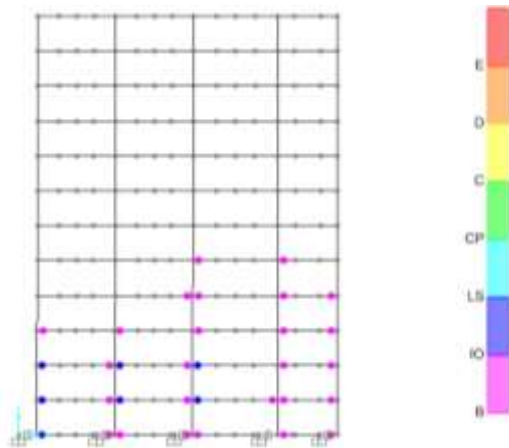
Berdasarkan tabel dan gambar diatas dapat dijelaskan bahwa struktur mengalami sendi plastis pada step 25 dengan gaya geser 28193,13 kN dan perpindahan sebesar 4588,40 mm. Dengan level kinerja *Collapse* yang berwarna kuning yang berarti kerusakan yang berarti pada komponen struktur dan non-struktur. Kekuatan struktur dan kekakuan berkurang banyak, hampir runtuh. Sendi plastis *Collapse* mulai terjadi pada 2 titik kolom yang sebelumnya telah mencapai tingkat *Life Safety*.

2. Arah Y



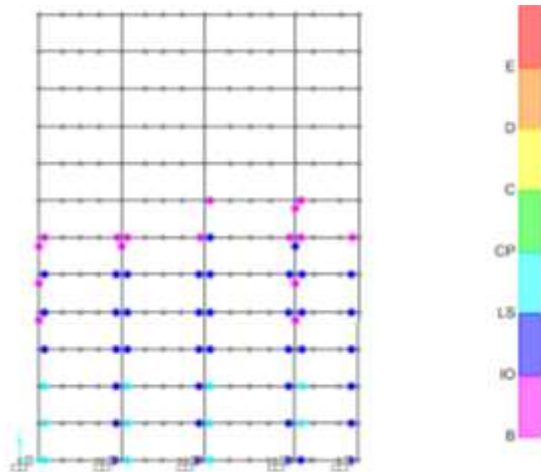
Gambar 6.21 Sendi Plastis Struktur *BI* Arah y Step 21

Berdasarkan tabel dan gambar diatas dapat dijelaskan bahwa struktur mengalami sendi plastis baru akan terjadi pada step 21 dengan gaya geser 20206,19 kN dan perpindahan sebesar 3029,84 mm. Dengan level kinerja B yang berwarna merah muda yang berarti tidak didapatkan kerusakan pada struktur dan non struktural.



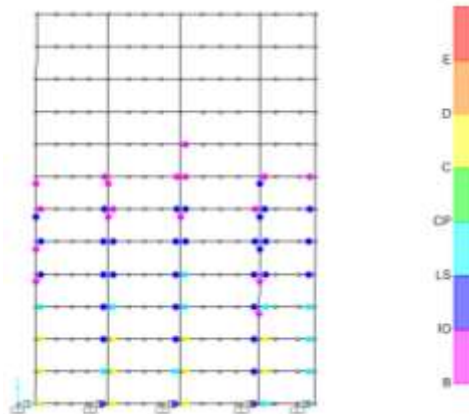
Gambar 6.22 Sendi Plastis Struktur *BI* Arah *y* Step 25

Berdasarkan tabel dan gambar diatas dapat dijelaskan bahwa struktur mengalami sendi plastis pada step 25 dengan gaya geser 24220,97kN dan perpindahan sebesar 3778,56 mm. Dengan level kinerja *IO* yang berwarna biru tua yang berarti tidak ada kerusakan yang berarti pada struktur, dimana kekuatan dan kekakuannya kira-kira hampir sama dengan kondisi sebelum gempa. Hanya terjadi beberapa titik saja.



Gambar 6.23 Sendi Plastis Struktur *BI* Arah *y* Step 30

Berdasarkan tabel dan gambar diatas dapat dijelaskan bahwa struktur mengalami sendi plastis pada step 30 dengan gaya geser 28908,8 kN dan perpindahan sebesar 4675,14mm. Dengan level kinerja *Life Safety* yang berwarna kuning yang berarti terjadi kerusakan komponen struktur kekakuan berkurang, tetapi masih mempunyai ambang yang cukup terhadap keruntuhan.



Gambar 6.24 Sendi Plastis Struktur *BI* Arah *X* Step 31

Berdasarkan tabel dan gambar diatas dapat dijelaskan bahwa struktur mengalami sendi plastis pada step 31 dengan gaya geser 29736,3kN dan perpindahan sebesar 4841,21 mm. Dengan level kinerja *Collapse* yang berwarna kuning yang berarti kerusakan yang berarti pada komponen struktur dan non-struktur. Kekuatan struktur dan kekakuan berkurang banyak, hampir runtuh.

BAB VII HASIL ANALISA

7.1. Perbandingan Gaya geser dasar, *Displacement, Drift*

1. Gaya geser dasar

Dari hasil perhitungan yang telah dianalisa sebelumnya didapatkan perbedaan Vbase shear pada struktur *fix base* dan struktur *base isolation* adalah sebagai berikut.

Tabel 7.1 Hasil Analisa V base Shear

No.	Struktur	W (KN)	Cs	V base shear (KN)
1	<i>Fix base</i>	186832	0,0663	12.393,5
2	<i>Base Isolation</i>	186832	0,123	29.775,97

Pada nilai tersebut terjadi peningkatan 4 kali lipat gaya geser rencana yang diperhitungkan. Sesuai dengan Neim & Kelly.1999, nilai R pada struktur fixbase dengan struktur base isolation memiliki nilai yang berbeda yaitu 2 dan 8, hal ini dikarenakan struktur dengan sistem isolasi yang diartikan sebagai struktur yang akan mampu menahan gaya lebih besar dari yang terjadi.

Namun, base isolation dapat mereduksi gaya geser dasar struktur terisolasi yang akan disalurkan ke struktur atas bangunan sebesar.

Tabel 7.2 Hasil Analisa V base Shear

No.	Gaya Geser	W (KN)	Cs	V base shear (KN)
1	Bawah Struktur	186832	0,123	29.775,97
2	Atas Struktur	186832	0,0616	14.887,98

Berdasarkan tabel diatas, nilai gaya geser di atas struktur base isolation dasar mengalami penurunan sebesar :

$$\frac{V_{atas} - V_{bawah}}{V_{bawah}} \times 100\% = 50\%$$

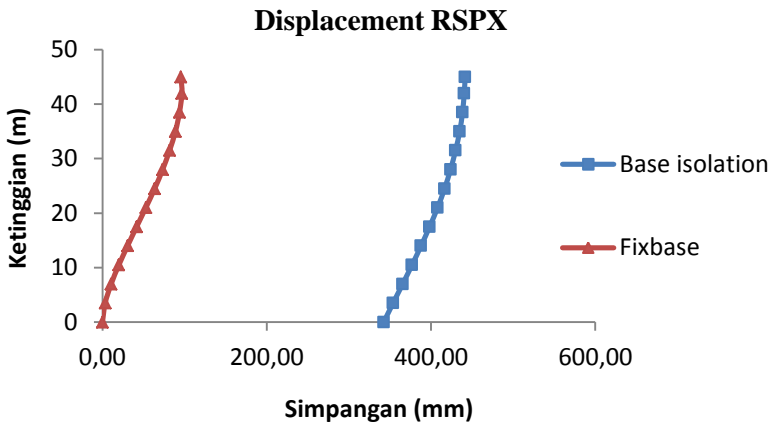
Hal ini berarti base isolation dapat mereduksi gaya gempa yang terjadi terhadap gaya geser yang direncanakan sesuai dengan sistem struktur terisolasi namun, gaya geser yang direncanakan untuk perhitungan perencanaan masih lebih besar struktur base isolation terhadap struktur fix base sebesar 20,13 %. Sesuai dengan SNI 1726-2012 pasal 12.5.4.3 mengatakan bahwa, nilai V_s tidak boleh diambil lebih kecil dari struktur terjepit di dasar, maka nilai V_s base isolation memenuhi syarat tersebut.

2. Displacement

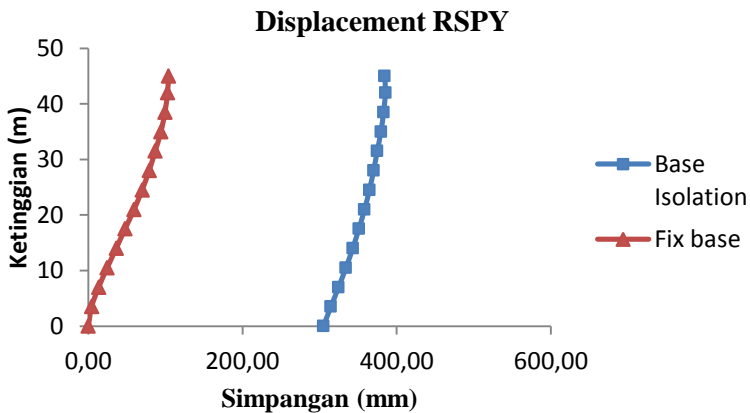
Dari hasil perhitungan sebelumnya didapatkan nilai displacement dari masing-masing gedung dengan tinjauan gempa dinamik arah x dan arah y, didapatkan nilai sebagai berikut.

Tabel 7.3 Perbandingan *Displacement*

Level	Displacement Fixbase		Displacement Base Isolation		Peningkatan Displcmnt Fixbase		Peningkatan Displcmnt BI	
	Arah x (mm)	Arah y (mm)	Arah x (mm)	Arah y (mm)	Arah x (mm)	Arah y (mm)	Arah x (mm)	Arah y (mm)
13	97,9	104,2	441,64	384,43	1,71	1,46	0,25	0,26
12	99,6	102,7	440,52	385,44	3,00	3,22	0,48	0,61
11	96,7	99,5	438,43	383,10	5,57	5,63	0,79	0,90
10	91,6	94,2	435,01	379,68	8,92	8,53	1,17	1,28
9	84,1	86,8	429,95	374,88	10,95	9,87	1,44	1,27
8	75,8	79	423,83	370,17	14,67	13,18	1,75	1,48
7	66,1	69,8	416,56	364,76	19,96	17,51	2,08	1,77
6	55,1	59,4	408,06	358,41	26,38	24,53	2,44	2,09
5	43,6	47,7	398,34	351,07	34,57	31,77	2,68	2,33
4	32,4	36,2	387,95	343,08	50,70	47,76	2,91	2,64
3	21,5	24,5	376,98	334,25	85,34	82,84	3,12	2,94
2	11,6	13,4	365,57	324,71	213,51	211,63	3,30	3,16
1	3,7	4,3	353,88	314,75	0,00	0	3,33	3,21
Base	0	0	342,47	304,97				



Gambar 7.1 Perbandingan *Displacement RSP X*



Gambar 7.2 Perbandingan *Displacement RSP Y*

Dari gambar dan tabel diatas dapat dilihat bahwa, peningkatan displacement struktur *base isolation* memiliki nilai yang lebih kecil daripada struktur *fix base*. Pada struktur *base isolation* pada lantai bangunan basement memiliki nilai simpangan yang lebih besar dikarenakan sifat base isolation yang fleksibel

bergerak di bagian tersebut jika bangunan didorong oleh gaya gempa. Hal tersebut membuktikan bahwa gaya geser gempa diserap terlebih dahulu oleh base isolation baru disalurkan ke setiap lantainya.

Didapatkan secara keseluruhan perbandingan displacement untuk struktur *base isolation* terhadap struktur *fix base* mengalami penurunan sebesar :

Arah x = 89,86%

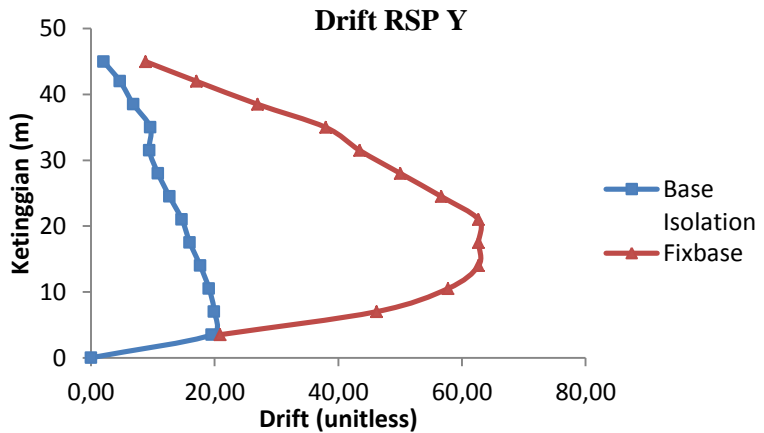
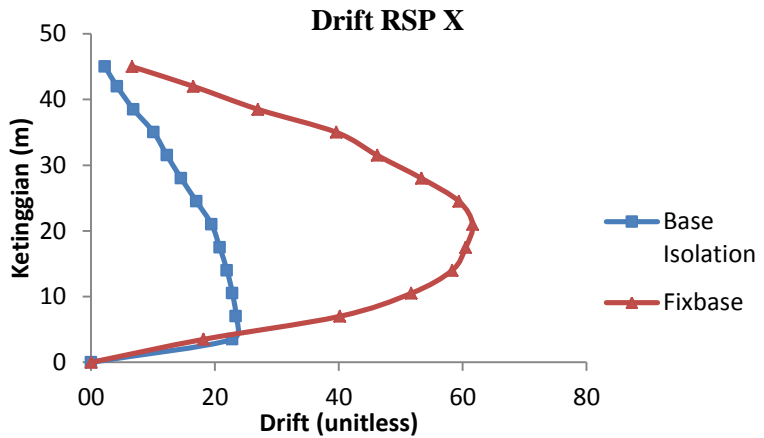
Arah y = 88,79%

3. *Drift*

Berdasarkan dari hasil perhitungan, drift dari masing-masing struktur untuk kedua arah gempa sebagai berikut.

Tabel 7.4 Perbandingan *Drift*

Lantai	Drift Fixbase		Drift Base Isolation		Reduksi Drift Base Isolation	
	Arah x	Arah y	Arah x	Arah y	Arah x	Arah y
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
13	6,6	8,8	2,2	2,02	65,97	77,02
12	16,5	17,05	4,2	4,68	74,66	72,58
11	26,95	26,95	6,8	6,84	74,61	74,60
10	39,6	37,95	10,1	9,59	74,49	74,73
9	46,2	43,45	12,2	9,42	73,50	78,31
8	53,35	50,05	14,5	10,83	72,75	78,36
7	59,4	56,65	17,0	12,68	71,37	77,61
6	61,6	62,7	19,4	14,69	68,43	76,57
5	60,5	62,7	20,8	15,98	65,68	74,51
4	58,3	62,7	21,9	17,65	62,36	71,86
3	51,7	57,75	22,8	19,09	55,85	66,95
2	40,15	46,2	23,4	19,92	41,77	56,89
1	18,15	20,9	22,8	19,56	25,72	6,41



Berdasarkan gambar diatas dapat diketahui bahwa nilai drift struktur yang menggunakan base isolation pada setiap lantai memiliki nilai yang lebih kecil. Hal ini membuktikan bahwa base isolation mampu mereduksi nilai drift yang terjadi. Didapatkan

nilai reduksi rata-rata secara keseluruhan ditinjau dari arah gempa dinamik adalah sebagai berikut :

Arah x = 63,63%

Arah y = 68,18%

7.2. Perbandingan Momen dan Gaya Geser

Untuk perbandingan momen, gaya geser, dan torsi pada elemen balok ditinjau berdasarkan tipe balok yang terbesar di suatu portal, sedangkan kolom ditinjau berdasarkan kolom lantai paling bawah yang mengalami gaya aksial terbesar disuatu titik. Berikut merupakan penjelasan dari gaya-gaya tersebut.

Tabel 7.4 Perbandingan Momen dan Gaya Geser Balok

		<i>Fix base</i>	<i>Base isolator</i>	Presentase (%)
Tipe balok		B1		
Momen	Tump (-)	605,45	908,68	50,08
	Tump (+)	136,46	401,5	194,23
	Lap	221,37	339,6	53,41
Geser		237,50	319,42	34,49
Tipe balok		B2		
Momen	Tump (-)	594,01	958,92	61,43
	Tump (+)	160,8	508,52	216,24
	Lap	208,3	331,94	59,36
geser		237,50	332,23	39,89
Tipe balok		B3		
Momen	Tump (-)	511,41	911,79	78,29
	Tump (+)	370,31	761,97	105,77
	Lap	221,02	382,35	72,99
geser		203	336	65,77
Tipe balok		B4		
Momen	Tump (-)	104,11	215,07	106,58

	Tump (+)	91,11	201,65	121,33
	Lap	49,64	105,22	111,97
	geser	74	148	99,25
Tipe balok		B5		
Momen	Tump (-)	774,62	1199,83	54,89
	Tump (+)	307,13	732,52	138,50
	Lap	243,14	503,38	107,03
geser		290	425	46,82

Tabel 7.5 Perbandingan Momen dan Gaya Geser Kolom

	<i>Fixbase</i>	<i>Base isolator</i>	Presentase Peningkatan (%)
Tipe kolom	K3		
Momen	1559,4	1789,93	14,78
Geser	285,7	828,38	189,95
Tipe kolom	K2		
Momen	1285,7	1789,93	39,22
Geser	289,9	533,85	84,15
Tipe kolom	K1		
Momen	412,67	567,17	37,44
Geser	197,43	253,58	28,44
Torsi	5,9	17,15	190,68

Keterangan :

$$\text{Presentase peningkatan} = \frac{\text{Selisih gaya dalam}}{\text{Gaya dalam}_{\text{fixbase}}} \times 100\%$$

Berdasarkan tabel diatas dapat dilihat bahwa, untuk balok secara keseluruhan gaya-gaya dalam pada struktur *base isolation* mengalami peningkatan terhadap struktur *fixbase*, terutama pada momen tumpuan (+).

Sedangkan untuk kolom, terjadi peningkatan pada momen, geser. Dapat dilihat bahwa geser pada masing-masing tipe menurun sesuai dengan ketinggiannya. Hal ini sesuai dengan konsep bahwa gaya geser pada struktur akan menurun sesuai dengan perhitungan gaya geser dinamik. Berikut merupakan rekapitulasi presentasi kenaikan gaya dalam balok dan kolom secara keseluruhan.

Tabel 7.6 Rekapitulasi Momen dan Gaya Geser

BALOK	
Momen	102,14
Geser	57,24
KOLOM	
Momen	30,48
Geser	100,85

7.3. Perbandingan Level Kinerja Analisa *Pushover*

Dari hasil analisa yang telah dilakukan dapat diketahui bahwa target perpindahan kedua struktur tersebut yang didapatkan dari hubungan antara gaya gempa dan perpindahan yang terjadi hingga struktur runtuh. Perpindahan yang ditinjau adalah perpindahan atap (*roof displacement*) dan gaya geser dasar (*base shear*) termasuk dalam level kinerja menurut FEMA 356 sebagai berikut.

Tabel 7.7 Hasil Analisa Level Kinerja

No	Struktur		V (KN)	D (mm)	Level Kinerja
1	<i>Fixbase</i>	Arah x	12390,32	54,59	IO
		Arah y	13161,7	53,72	IO
2	<i>Base Isolation</i>	Arah x	6138,73	410,91	B
		Arah y	6122,67	406,43	B

Hasil analisa SAP menunjukkan bahwa, struktur bangunan yang menggunakan base isolator memiliki nilai level kinerja yang lebih baik yaitu B (operasional) dimana tidak ada kerusakan berarti pada struktur dan non-struktur, bangunan tetap berfungsi. Dibandingkan dengan struktur gedung fix base dengan level kinerja IO (*Immediate Occupancy*) yang berarti, komponen non-struktur masih berada ditempatnya dan sebagian besar masih berfungsi jika utilitasnya tersedia. Bangunan dapat tetap berfungsi dan tidak terganggu dengan masalah perbaikan.

(Halaman ini sengaja dikosongkan)

BAB VIII

KESIMPULAN DAN SARAN

8.1 Kesimpulan

Berdasarkan dari hasil analisa yang telah dilakukan, maka dapat diambil kesimpulan sebagai berikut :

1. Perbandingan gaya gese dasarr, *displacement*, dan *drift* pada struktur fix base dengan struktur base isolation adalah sebagai berikut :
 - a. Gaya geser yang terjadi pada struktur mengalami reduksi sebanyak 50%. Sedangkan gaya geser yang dihasilkan untuk merencanakan gedung dengan sistem isolasi memiliki nilai yang lebih besar dengan sistem fixbase. Nilai peningkatan gaya geser sistem struktur isolasi terhadap sistem struktur fix base adalah sebesar 20,12%
 - b. *Displacement* pada struktur fixbase dan struktur base isolation mengalami reduksi. Sesuai dengan arah gempa dinamik yang ditinjau sebesar arah $x = 89,86\%$ dan arah $y = 88,79\%$.
 - c. *Drift* pada struktur fixbase dan struktur base isolation mengalami reduksi. Sesuai dengan arah gempa dinamik yang ditinjau sebesar arah $x = 63,63\%$ dan arah $y = 68,18\%$
2. Perbandingan momen dan gaya geser yang dihasilkan dari analisa struktur primer pada gedung grand Keisha mengalami peningkatan pada struktur base isolation terhadap struktur fixbase. Berikut merupakan nilai peningkatan yang terjadi :
 - a. Pada masing-masing tipe balok yang direncanakan didapatkan rata-rata sebesar :
 - Momen : 102,14 %
 - Geser : 57,24 %
 - b. Pada masing-masing tipe kolom yang direncanakan didapatkan rata-rata untuk momen, gaya geser yaitu :
 - Momen : 30,48 %
 - Geser : 100,85%

3. Level kinerja pada struktur fixbase setelah dianalisa menurut FEMA 356 adalah sebagai berikut :
 - a. Level kinerja struktur *Fixbase* didapatkan dalam kategori IO (*Immediate Occupancy*), dimana komponen non-struktur masih berada ditempatnya dan sebagian besar masih berfungsi jika utilitasnya tersedia. Bangunan dapat tetap berfungsi dan tidak terganggu dengan masalah perbaikan.
 - b. Level kinerja struktur *base isolation* didapatkan dalam kategori B (*Operasional*), dimana tidak ada kerusakan berarti pada struktur dan non-struktur, bangunan tetap berfungsi.

8.2 Saran

Pada tugas akhir ini hanya membahas perbandingan struktur gedung pemikul momen khusus dengan struktur isolasi. Oleh karena tu, disarankan agar penelitian selanjutnya membahas tentang perbandingan struktur pemikul momen ganda dengan struktur isolasi mengingat sekarang ini di Indonesia banyak digunakan struktur rangka momen pemikul ganda.

DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standarisasi Nasional. 2012. **Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung** (SNI 1726:2012). Jakarta: Standar Nasional Indonesia.
- Badan Standarisasi Nasional. 2013. **Tata Cara Perencanaan Beton Bertulang untuk Struktur Bangunan Gedung** (SNI 2847:2013). Jakarta: Standar Nasional Indonesia.
- Badan Standarisasi Nasional. 2013 **Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Bangunan Gedung** (SNI 1723:2013). Jakarta: Standar Nasional Indonesia.
- Fazard Naeim, dan James M. Kelly. 1999. **Design of Seismic isolated Structures**. California: University of California.
- Firmansjah, Jodi. 2001. “**Usulan Structural Reduction Factor (R) dan Structural Overstrength (Ω_o) untuk SNI-1726-1988**”. Bandung: HAKI Vol. 2.
- FEMA 356. 2000. **Prestandard and Commentary for The Seismic Rehabilitation of Buildings**. Washington : Federal Emergency Management Agency.
- Ginsar, Ima. 2014. ”**Seismic Performance Evaluation of Building With Pushover Analysis**”. Surabaya : Universitas Kristen Petra.
- Mwafy. Elnasai. 2001. “**Static pushover versus dynamic collapse analysis of RC buildings**”. Engineering Structures 23, 407–424.

- Oguz S. 2005. **“Evaluation of Pushover Analysis Procedures for Frame Structures”**. Turkey : Middle East Technical University.
- Purwono Rachmat, Aji Pujo. 2014. **Disain Kapasitas Struktur Daktail Tahan Gempa Kuat**. Surabaya: ITS Press.
- Ricky, Vicky. 2013. **“Evaluasi Kinerja Gedung Beton Bertulang Dengan Pushover Analysis Akibat Beban Gempa Padang”**. Surabaya: Institut Teknologi Sepuluh Nopember.
- Setiono, Bambang. 2014. **“Studi Komparasi Sistem Isolasi Dasar High-Damping Rubber Bearing dan Friction Pendulum System pada Bangunan Beton Bertulang”**. Bandung : Institut Teknologi Bandung.
- Trevor E Kelly. 2001. **Base Isolation of Structures-Design Guidelines**. New Zealand: Holmes Consulting Group.

LAMPIRAN 1**SENDI PLASTIS STRUKTUR *FIX* BASE ARAH X**

Step	D	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	mm	KN									
0	0,21	0	2238	0	0	0	0	0	0	0	2238
1	18,21	4122,70	2238	0	0	0	0	0	0	0	2238
2	31,63	7196,41	2236	2	0	0	0	0	0	0	2238
3	52,73	11974,11	2201	37	0	0	0	0	0	0	2238
4	72,19	16314,91	2168	70	16	0	0	0	0	0	2238
5	91,56	19334,71	1980	242	19	0	0	0	0	0	2238
6	109,88	20938,32	1879	333	26	0	0	0	0	0	2238
7	128,65	22167,86	1828	336	74	0	0	0	0	0	2238
8	150,20	23391,91	1772	293	173	0	0	0	0	0	2238
9	171,01	24326,24	1715	263	260	0	0	0	0	0	2238
10	189,50	24975,18	1681	243	314	0	0	0	0	0	2238
11	207,83	25334,41	1670	216	352	0	0	0	0	0	2238
12	226,52	25662,78	1665	198	374	1	0	0	0	0	2238
13	248,05	26038,91	1654	166	400	18	0	0	0	0	2238
14	268,01	26360,03	1646	140	431	21	0	0	0	0	2238
15	288,41	26675,49	1639	105	470	18	0	6	0	0	2238
16	312,24	27025,96	1635	100	476	9	0	18	0	0	2238
17	331,36	27306,53	1635	72	496	11	0	24	0	0	2238
18	350,39	27584,00	1629	71	456	58	0	24	0	0	2238
19	372,65	27903,19	1618	79	393	124	0	24	0	0	2238
20	396,82	28243,20	1613	73	327	192	0	33	0	0	2238
21	418,21	28536,42	1608	74	292	199	0	65	0	0	2238
22	436,59	28767,87	1607	69	264	185	0	113	0	0	2238
23	459,09	29004,95	1603	69	240	151	0	175	0	0	2238
24	481,07	29177,31	1599	73	207	122	0	237	0	0	2238
25	499,57	29287,17	1590	82	198	107	0	261	0	0	2238
26	517,67	29372,74	1580	91	186	87	0	294	0	0	2238
27	538,80	29453,59	1566	102	159	93	0	318	0	0	2238
28	557,28	29502,60	1558	110	130	89	0	351	0	0	2238
29	580,64	29538,93	1543	119	120	91	0	365	0	0	2238
30	586,30	29545,55	1541	121	119	88	0	369	0	0	2238
31	594,93	29541,41	1539	123	118	85	1	372	0	0	2238
32	615,35	29520,32	1528	133	118	85	0	374	0	0	2238
33	619,46	29517,69	1523	138	118	80	0	379	0	0	2238
34	628,91	29504,85	1519	140	120	61	6	392	0	0	2238
35	634,71	29491,91	1517	142	120	52	8	399	0	0	2238
36	635,25	29489,97	1517	142	120	50	8	401	0	0	2238
37	635,31	29489,92	1517	142	120	49	8	402	0	0	2238

LAMPIRAN 2

SENDI PLASTIS STRUKTUR *FIX BASE* ARAH Y

Step	D mm	BaseForce KN	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	1,64	0	2238	0	0	0	0	0	0	0	2238
1	16,36	4322,89	2236	2	0	0	0	0	0	0	2238
2	34,36	8645,79	2229	9	0	0	0	0	0	0	2238
3	44,30	11033,00	2212	25	1	0	0	0	0	0	2238
4	62,39	15122,37	2168	63	7	0	0	0	0	0	2238
5	81,33	18267,99	2009	208	21	0	0	0	0	0	2238
6	100,69	20169,76	1898	301	39	0	0	0	0	0	2238
7	120,49	21638,04	1861	334	43	0	0	0	0	0	2238
8	139,96	22829,13	1829	274	135	0	0	0	0	0	2238
9	160,99	23934,53	1792	242	204	0	0	0	0	0	2238
10	179,80	24791,03	1767	204	267	0	0	0	0	0	2238
11	202,78	25424,08	1744	189	305	0	0	0	0	0	2238
12	225,51	25945,24	1737	153	348	0	0	0	0	0	2238
13	247,98	26432,26	1728	132	378	0	0	0	0	0	2238
14	270,21	26901,12	1717	103	418	0	0	0	0	0	2238
15	289,21	27298,17	1713	80	445	0	0	0	0	0	2238
16	317,07	27865,58	1711	70	451	6	0	0	0	0	2238
17	336,74	28270,91	1705	66	431	36	0	0	0	0	2238
18	371,88	28971,49	1699	63	351	124	0	1	0	0	2238
19	389,97	29342,69	1697	60	309	165	0	7	0	0	2238
20	408,15	29680,87	1695	61	260	189	0	33	0	0	2238
21	429,31	30035,56	1686	67	229	176	0	80	0	0	2238
22	449,96	30327,17	1679	73	208	143	0	135	0	0	2238
23	468,46	30545,72	1675	75	198	113	0	177	0	0	2238
24	490,13	30763,45	1667	82	176	91	0	222	0	0	2238
25	508,47	30925,04	1662	83	157	89	0	247	0	0	2238
26	528,18	31082,57	1654	85	139	85	0	275	0	0	2238
27	552,93	31250,36	1644	87	124	91	0	292	0	0	2238
28	564,47	31320,40	1636	94	123	91	0	294	0	0	2238
29	582,67	31379,61	1634	92	125	75	0	312	0	0	2238
30	601,58	31423,19	1623	103	123	57	1	331	0	0	2238
31	603,90	31429,30	1622	104	123	51	1	337	0	0	2238
32	609,95	31435,53	1618	108	120	45	5	341	1	0	2238
33	609,95	31435,53	1618	108	120	46	5	340	0	1	2238
34	612,16	31437,37	1617	109	120	44	6	341	0	1	2238
35	614,30	31436,84	1617	109	120	41	7	343	0	1	2238
36	616,03	31438,23	1617	109	120	39	7	345	0	1	2238
37	617,41	31438,37	1616	110	119	37	8	347	0	1	2238
38	618,41	31438,69	1616	110	119	36	8	348	0	1	2238
39	618,81	31438,68	1615	111	119	36	8	348	0	1	2238
40	619,15	31438,31	1615	111	118	36	9	348	0	1	2238
41	619,67	31438,28	1615	111	118	36	9	348	0	1	2238
42	620,07	31438,34	1615	111	118	36	9	348	0	1	2238
43	620,24	31438,24	1615	111	118	36	9	348	0	1	2238
44	620,53	31438,17	1615	111	117	37	9	348	0	1	2238
45	620,71	31438,31	1615	111	117	37	9	348	0	1	2238
46	620,80	31438,26	1615	111	117	37	9	348	0	1	2238
47	620,94	31438,24	1615	111	117	37	9	348	0	1	2238
48	621,04	31438,26	1615	111	117	37	9	348	0	1	2238

LAMPIRAN 3

SENDI PLASTIS STRUKTUR *BASE ISOLATION* ARAH X

Step	D mm	BaseForce KN	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	0,44	0,00	2238	0	0	0	0	0	0	0	2238
1	116,14	3867,24	2238	0	0	0	0	0	0	0	2238
2	172,47	4644,29	2238	0	0	0	0	0	0	0	2238
3	344,07	5778,65	2231	7	0	0	0	0	0	0	2238
4	509,83	6671,61	2221	17	0	0	0	0	0	0	2238
5	706,44	7725,95	2210	28	0	0	0	0	0	0	2238
6	891,20	8716,65	2203	35	0	0	0	0	0	0	2238
7	1131,86	10006,94	2197	41	0	0	0	0	0	0	2238
8	1317,22	11000,74	2195	43	0	0	0	0	0	0	2238
9	1512,78	12049,19	2193	45	0	0	0	0	0	0	2238
10	1684,49	12969,76	2189	49	0	0	0	0	0	0	2238
11	1898,72	14118,27	2187	51	0	0	0	0	0	0	2238
12	2132,74	15372,89	2184	54	0	0	0	0	0	0	2238
13	2337,87	16472,57	2181	49	8	0	0	0	0	0	2238
14	2530,73	17506,46	2177	46	15	0	0	0	0	0	2238
15	2724,53	18544,84	2168	46	24	0	0	0	0	0	2238
16	2891,98	19441,52	2157	53	28	0	0	0	0	0	2238
17	3140,11	20769,58	2152	52	34	0	0	0	0	0	2238
18	3358,35	21936,79	2135	67	36	0	0	0	0	0	2238
19	3543,95	22927,67	2109	92	37	0	0	0	0	0	2238
20	3738,22	23959,48	2052	146	40	0	0	0	0	0	2238
21	3898,17	24801,25	2005	190	43	0	0	0	0	0	2238
22	4084,23	25763,49	1917	265	56	0	0	0	0	0	2238
23	4263,34	26663,02	1851	299	88	0	0	0	0	0	2238
24	4427,31	27450,07	1795	289	152	2	0	0	0	0	2238
25	4588,40	28193,13	1752	210	274	0	0	2	0	0	2238
26	4751,10	28918,42	1716	164	334	22	0	2	0	0	2238
27	4913,79	29633,92	1706	126	374	12	0	20	0	0	2238
28	4987,74	29955,53	1686	117	400	11	0	24	0	0	2238

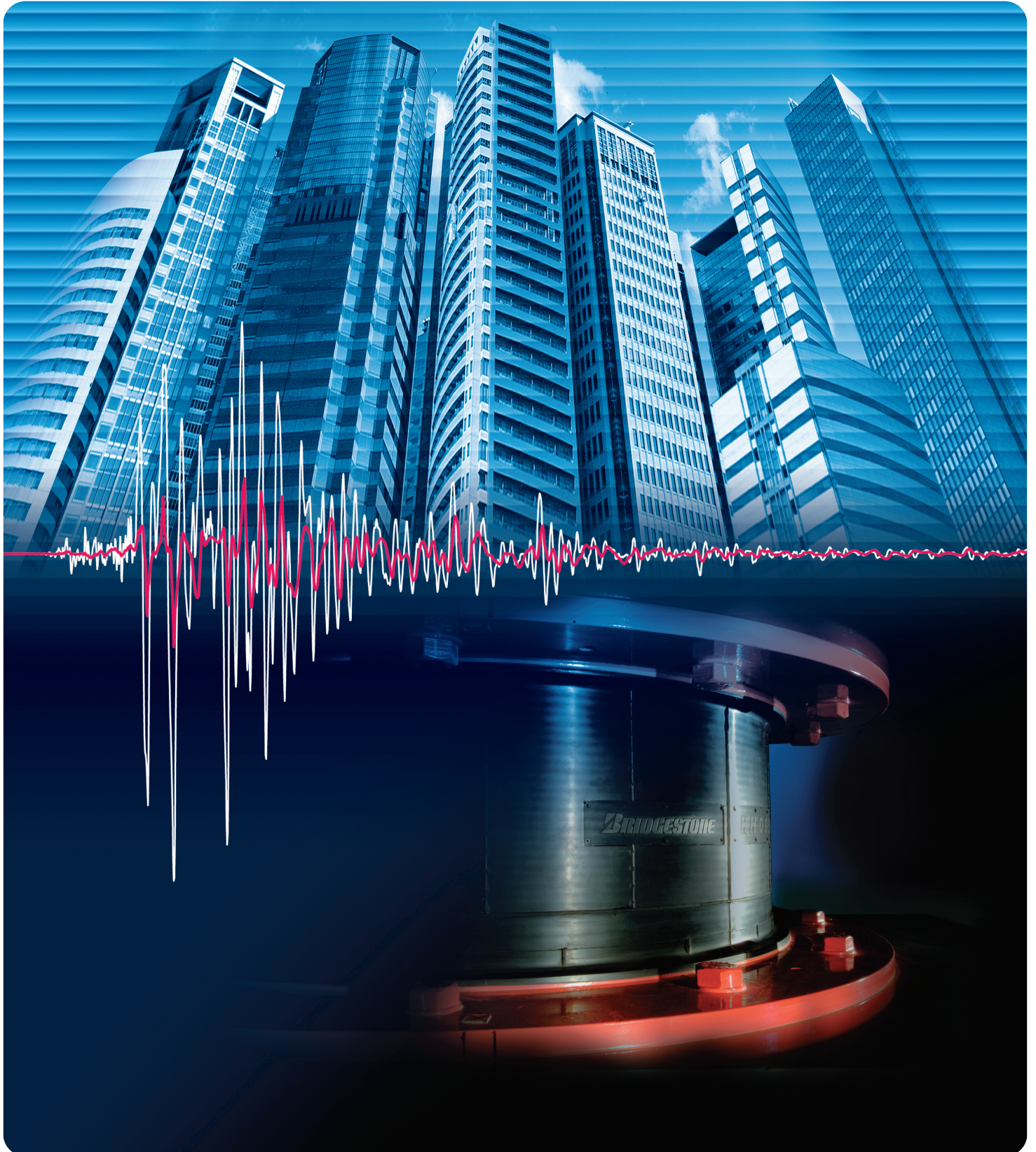
LAMPIRAN 4

SENDI PLASTIS STRUKTUR BASE ISOLATION ARAH Y

Step	D mm	BaseForce KN	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	2,09	0,00	2238	0	0	0	0	0	0	0	2238
1	69,85	2779,45	2238	0	0	0	0	0	0	0	2238
2	109,85	3791,93	2238	0	0	0	0	0	0	0	2238
3	149,85	4423,02	2238	0	0	0	0	0	0	0	2238
4	309,85	5598,57	2238	0	0	0	0	0	0	0	2238
5	469,85	6466,87	2238	0	0	0	0	0	0	0	2238
6	629,85	7325,87	2238	0	0	0	0	0	0	0	2238
7	789,85	8184,52	2238	0	0	0	0	0	0	0	2238
8	949,85	9043,16	2238	0	0	0	0	0	0	0	2238
9	1109,85	9901,82	2238	0	0	0	0	0	0	0	2238
10	1269,85	10760,50	2238	0	0	0	0	0	0	0	2238
11	1429,85	11619,19	2238	0	0	0	0	0	0	0	2238
12	1589,85	12477,89	2238	0	0	0	0	0	0	0	2238
13	1749,85	13336,58	2238	0	0	0	0	0	0	0	2238
14	1909,85	14195,28	2238	0	0	0	0	0	0	0	2238
15	2069,85	15053,98	2238	0	0	0	0	0	0	0	2238
16	2229,85	15912,68	2238	0	0	0	0	0	0	0	2238
17	2389,85	16771,39	2238	0	0	0	0	0	0	0	2238
18	2549,85	17630,09	2238	0	0	0	0	0	0	0	2238
19	2709,85	18488,79	2238	0	0	0	0	0	0	0	2238
20	2869,85	19347,49	2238	0	0	0	0	0	0	0	2238
21	3029,85	20206,19	2237	1	0	0	0	0	0	0	2238
22	3189,85	21064,80	2236	2	0	0	0	0	0	0	2238
23	3349,85	21923,31	2235	3	0	0	0	0	0	0	2238
24	3599,57	23262,51	2222	16	0	0	0	0	0	0	2238
25	3778,57	24220,98	2193	44	1	0	0	0	0	0	2238
26	3962,90	25204,18	2155	81	2	0	0	0	0	0	2238
27	4151,87	26205,47	2109	127	2	0	0	0	0	0	2238
28	4323,12	27104,98	2060	176	2	0	0	0	0	0	2238
29	4506,21	28052,03	2005	224	9	0	0	0	0	0	2238
30	4675,14	28908,80	1960	240	37	1	0	0	0	0	2238
31	4841,21	29736,30	1937	198	101	0	0	2	0	0	2238
32	5026,95	30648,63	1920	130	186	0	0	2	0	0	2238
33	5195,95	31469,27	1893	101	242	0	0	2	0	0	2238
34	5375,09	32329,16	1874	80	282	0	0	2	0	0	2238
35	5554,84	33186,34	1862	69	305	0	0	2	0	0	2238
36	5721,13	33976,07	1843	78	315	0	0	2	0	0	2238
37	5900,43	34822,28	1817	94	311	14	0	2	0	0	2238
38	6073,55	35633,84	1792	95	272	77	0	1	0	1	2238
39	6245,17	36429,97	1777	92	227	127	0	14	0	1	2238
40	6410,40	37172,18	1763	102	173	121	0	78	0	1	2238
41	6532,41	37652,94	1742	103	144	93	0	155	0	1	2238
42	6541,37	37674,21	1737	107	145	84	0	164	0	1	2238
43	6551,44	37687,69	1733	109	140	78	0	177	0	1	2238
44	6553,39	37687,05	1733	108	137	78	0	181	0	1	2238
45	6555,17	37685,28	1732	109	134	78	0	184	0	1	2238
46	6558,40	37679,89	1730	108	135	76	0	188	0	1	2238
47	6566,56	37646,50	1728	107	127	72	0	203	0	1	2238
48	6582,34	37483,08	1724	103	119	61	0	229	0	2	2238

Seismic isolation product line-up

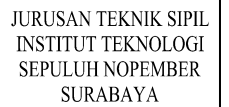
High Damping Rubber Bearing Lead Rubber Bearing Natural Rubber Bearing
Elastic Sliding Bearing



Code

Designation	Compound	Shear Modulus (N/mm ²)	Equivalent Damping Ratio
X6R	X0.6R	0.620	0.240

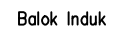
Characteristics		HH060X6R	HH065X6R	HH070X6R	HH075X6R	HH080X6R	HH085X6R	HH090X6R	HH095X6R	HH100X6R	HH110X6R	HH120X6R	HH130X6R	HH140X6R	HH150X6R	HH160X6R
Physical Dimensions	Outer Diameter (mm)	600	650	700	750	800	850	900	950	1000	1100	1200	1300	1400	1500	1600
	Inner Diameter (mm)	15	15	15	15	20	20	20	20	25	55	55	55	65	65	80
	Effective Plane Area ($\times 10^2 \text{mm}^2$)	2826	3317	3847	4416	5023	5671	6359	7085	7849	9480	11286	13249	15361	17638	20056
	Thickness of One Rubber Layer (mm)	4.0	4.4	4.7	5.0	5.4	5.7	6.0	6.4	6.7	7.4	8.0	8.7	9.5	10.0	10.4
	Number of Rubber Layers (—)	50	45	43	40	37	35	33	31	30	27	25	23	21	20	19
	Total Rubber Thickness (mm)	200	198	202	200	200	200	198	198	201	200	200	200	200	200	198
	First Shape Factor (—)	36.6	36.1	36.4	36.8	36.1	36.4	36.7	36.3	36.4	35.3	35.8	35.8	35.1	35.9	36.5
	Second Shape Factor (—)	3.00	3.28	3.46	3.75	4.00	4.26	4.55	4.79	4.98	5.51	6.00	6.50	7.02	7.50	8.10
	Diameter of Flange (mm)	900	950	1000	1100	1150	1200	1250	1300	1400	1500	1600	1700	1800	1900	2000
	Thickness of Flange (mm)	22/28	22/28	22/28	22/28	24/32	24/32	28/36	28/36	28/36	30/38	32/40	32/40	37/45	42/50	50/110
	Diameter of Bolt Center (mm)	775	825	875	950	1000	1050	1100	1150	1250	1350	1450	1550	1650	1750	1800
	Diameter (Number) of Fixing bolts (mm)	$\phi 33 \times 12$	$\phi 33 \times 12$	$\phi 33 \times 12$	$\phi 33 \times 12$	$\phi 33 \times 12$	$\phi 33 \times 12$	$\phi 33 \times 12$	$\phi 33 \times 12$	$\phi 39 \times 12$	$\phi 39 \times 12$	$\phi 39 \times 12$	$\phi 39 \times 12$	$\phi 42 \times 12$	$\phi 42 \times 16$	$\phi 45 \times 12$
	Supposed Bolt (—)	M30	M30	M30	M30	M30	M30	M30	M30	M36	M36	M36	M36	M39	M39	M42
	Thickness of One Reinforcing Steel Plate (mm)	3.1	3.1	3.1	3.1	4.4	4.4	4.4	4.4	4.4	4.4	4.4	4.4	5.8	5.8	5.8
	Height (mm)	407.9	390.4	388.3	376.9	422.2	413.1	410.8	402.4	400.6	390.2	385.6	376.9	405.5	410.2	522.0
	Total Weight (KN)	6.5	7.0	7.9	8.9	11.9	12.9	14.6	15.6	17.3	20.1	23.3	26.0	33.9	39.9	65.1
Compression Properties	Critical Stress (N/mm ²) $\gamma=0 \sigma_{cr}$	43	52	58	69	78	89	101	113	122	136	148	160	173	185	200
	Ultimate Compressive Stress (N/mm ²)	(γ_0, σ_0)	(0,22)	(0,30)	(0,35)	(0,42)	(0,48)	(0,52)	(0,56)	(0,59)	(0,60)	(0,60)	(0,60)	(0,60)	(0,60)	(0,60)
		(γ_1, σ_1)	(1.5,22)	(1.4,30)	(1.4,35)	(1.5,42)	(1.6,48)	(1.8,52)	(2.1,56)	(2.3,59)	(2.5,60)	(3.1,60)	(3.6,60)	(3.8,60)	(3.9,60)	(3.9,60)
		(γ_2, σ_2)	(2.7,4)	(3.0,5)	(3.1,6)	(3.4,7)	(3.4,11)	(3.5,17)	(3.5,23)	(3.6,29)	(3.6,34)	(3.7,46)	(3.7,56)	—	—	—
	Compressive Stiffness ($\times 10^3 \text{kN/m}$)	1970	2340	2660	3090	3510	3970	4490	4980	5450	6590	7860	9220	10700	12300	14200
	Nominal Long Term Compressive Stress (N/mm ²)	6.6 ^{+0.0} _{-2.0}	8.1 ^{+0.0} _{-2.7}	9.1 ^{+0.0} _{-3.0}	10.7 ^{+0.0} _{-3.5}	12.0 ^{+0.0} _{-3.9}	13.4 ^{+0.0} _{-4.4}	15.0 ^{+0.0} _{-5.0}	15.0 ^{+0.0} _{-5.0}	15.0 ^{+0.0} _{-5.0}	15.0 ^{+0.0} _{-5.0}	15.0 ^{+0.0} _{-5.0}	15.0 ^{+0.0} _{-5.0}	15.0 ^{+0.0} _{-5.0}	15.0 ^{+0.0} _{-5.0}	15.0 ^{+0.0} _{-5.0}
	Nominal Long Term Column Load (kN)	1860	2690	3500	4710	6050	7620	9540	10600	11800	14200	16900	19900	23000	26500	30100
	Allowable Tensile Stress ($\gamma=100\%$) (N/mm ²)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Shear Properties ($\gamma=100\%$)	Initial Stiffness ($\times 10^3 \text{kN/m}$)	5.19	6.15	6.99	8.10	9.23	10.4	11.8	13.1	14.3	17.4	20.7	24.3	28.3	32.4	37.3
	Post Yield Stiffness ($\gamma=100\%$) ($\times 10^3 \text{kN/m}$)	0.519	0.615	0.699	0.810	0.923	1.04	1.18	1.31	1.43	1.74	2.07	2.43	2.83	3.24	3.73
	Characteristic Strength (kN)	71.5	83.9	97.3	112	127	143	161	179	199	240	285	335	389	446	507
	Equivalent Shear Stiffness ($\times 10^3 \text{kN/m}$)	0.876	1.04	1.18	1.37	1.56	1.76	1.99	2.21	2.42	2.94	3.50	4.11	4.77	5.47	6.29
	Equivalent Damping Ratio (—)	0.240	0.240	0.240	0.240	0.240	0.240	0.240	0.240	0.240	0.240	0.240	0.240	0.240	0.240	0.240



Ingki Samsya
(3114106054)

Evaluasi Aplikasi Penggunaan Base Isolation Pada Gedung Grand Keisha Menggunakan Analisa Pushover

10

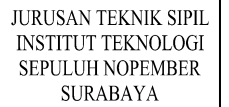


Type	Dimensi
B1	50x70
B2	50x70
B3	50x70
B4	30x35
B5	55x80

Balok Anak

Type	Dimensi
BA1	40x50
BA2	40x50
BA3	40x50

 DENAH TIPE LANTAI Basement - Lantai 3
SCALE 1 : 300



Ingki Samsya
(3114106054)

Prof. Tavio, ST, MT, PhD

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

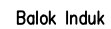
Evaluasi Aplikasi Penggunaan Base Isolation Pada Gedung Grand Keisha Menggunakan Analisa Pushover

HOTEL GRAND KEISHA

4 JANUARI 2017

2

10

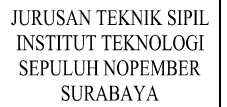


Type	Dimensi
B1	50x70
B2	50x70
B3	50x70
B4	30x35
B5	55x80

Balok Anak

Type	Dimensi
BA1	40x50
BA2	40x50
BA3	40x50

 DENAH TIPE LANTAI 4 - Lantai 12
SCALE 1 : 300



Ingki Samsya
(3114106054)

Prof. Tavio, ST, MT, PhD

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

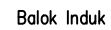
Evaluasi Aplikasi Penggunaan Base Isolation Pada Gedung Grand Keisha Menggunakan Analisa Pushover

HOTEL GRAND KEISHA

4 JANUARI 2017

3

10

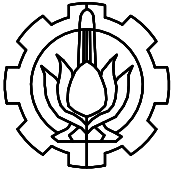


Type	Dimensi
B1	50x70
B2	50x70
B3	50x70
B4	30x35
B5	55x80

Balok Anak

Type	Dimensi
BA1	40x50
BA2	40x50
BA3	40x50

 DENAH TIPE LANTAI ATAP
SCALE 1 : 300



JURUSAN TEKNIK SIPIL
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

NAMA MAHASISWA

Ingki Samsya
(3114106054)

DOSEN PEMBIMBING 1 :

Prof. Tavio, ST, MT, PhD

DOSEN PEMBIMBING 2 :

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

JUDUL TA :

Evaluasi Aplikasi Penggunaan
Base Isolation Pada Gedung
Grand Keisha Menggunakan
Analisa Pushover

NAMA PROYEK :

HOTEL GRAND KEISHA

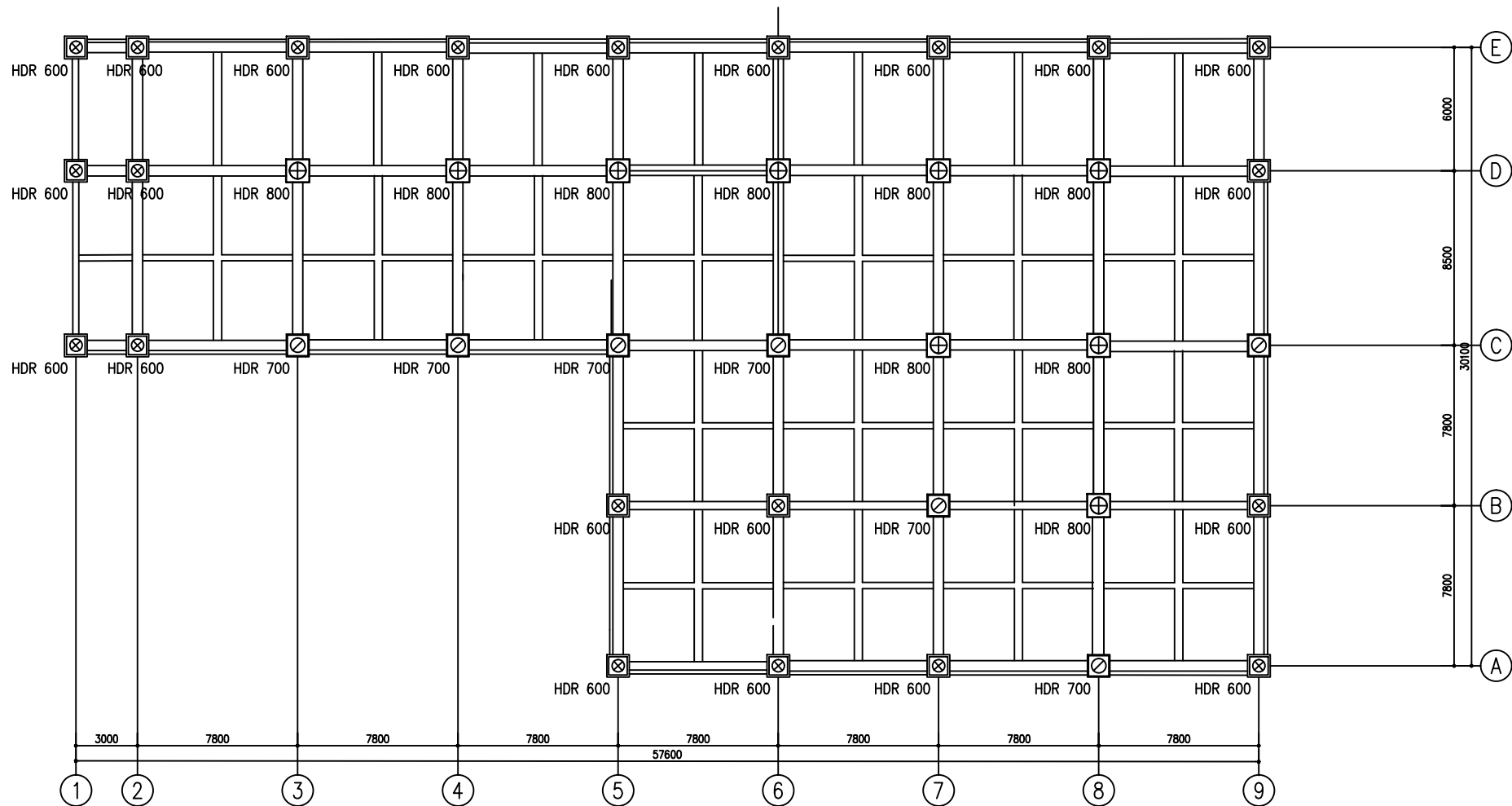
TANGGAL

4 JANUARI 2017

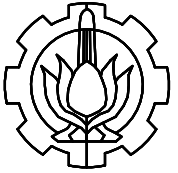
No. Gambar

4

10



DENAH BASE ISOLATION
SCALE 1 : 300



JURUSAN TEKNIK SIPIL
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

NAMA MAHASISWA

Ingki Samsya
(3114106054)

DOSEN PEMBIMBING 1 :

Prof. Tavio, ST, MT, PhD

DOSEN PEMBIMBING 2 :

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

JUDUL TA :

Evaluasi Aplikasi Penggunaan
Base Isolation Pada Gedung
Grand Keisha Menggunakan
Analisa Pushover

NAMA PROYEK :

HOTEL GRAND KEISHA

TANGGAL

4 JANUARI 2017

SKALA

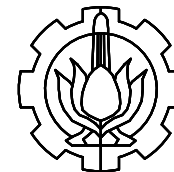
1 : 30

No. Gambar

5

10

TYPE 1	TYPE 2	TYPE 3
<p>JENIS : HIGH DAMPING RUBBER DIMENSI: 800mm X 800mm HEIGHT : 422,2mm DIAMETER OF FLANGE: 1150mm</p>	<p>JENIS : HIGH DAMPING RUBBER DIMENSI: 700mm X 700mm HEIGHT : 388,3mm DIAMETER OF FLANGE: 1000mm</p>	<p>JENIS : HIGH DAMPING RUBBER DIMENSI: 600mm X 600mm HEIGHT : 407,9mm DIAMETER OF FLANGE: 900mm</p>



JURUSAN TEKNIK SIPIL
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

NAMA MAHASISWA

Ingki Samsya
(3114106054)

DOSEN PEMBIMBING 1 :

Prof. Tavio, ST, MT, PhD

DOSEN PEMBIMBING 2 :

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

JUDUL TA :

Evaluasi Aplikasi Penggunaan
Base Isolation Pada Gedung
Grand Keisha Menggunakan
Analisa Pushover

NAMA PROYEK :

HOTEL GRAND KEISHA

TANGGAL

4 JANUARI 2017

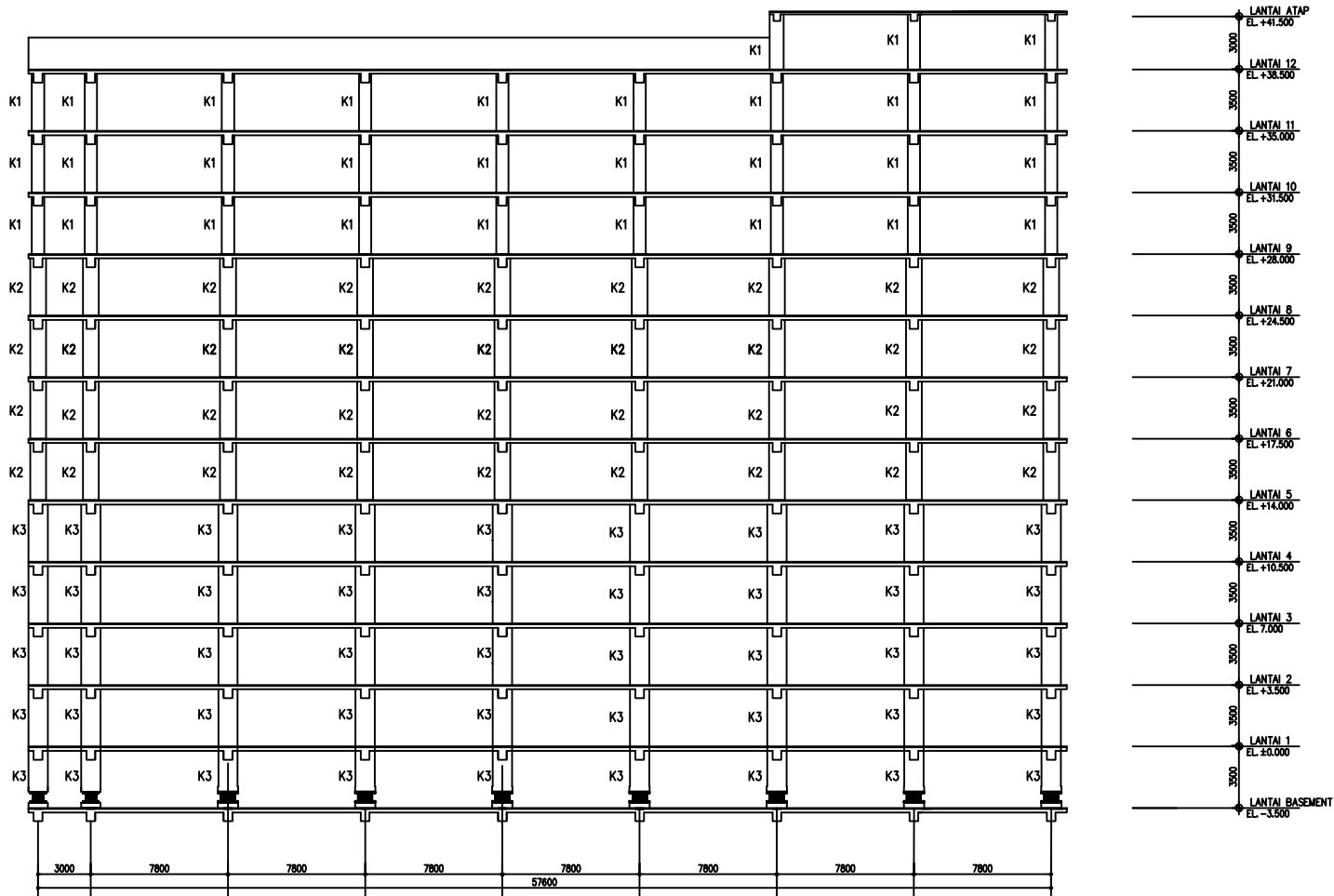
SKALA

1 : 30

No. Gambar

5

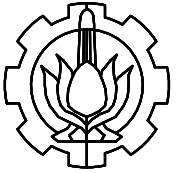
10



Kolom

Type	Dimensi
K1	70x70
K2	90x90
K3	110x110

POTONGAN A - A
SCALE 1 : 450



JURUSAN TEKNIK SIPIL
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

NAMA MAHASISWA

Ingki Samsya
(3114106054)

DOSEN PEMBIMBING 1 :

Prof. Tavio, ST, MT, PhD

DOSEN PEMBIMBING 2 :

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

JUDUL TA :

Evaluasi Aplikasi Penggunaan
Base Isolation Pada Gedung
Grand Keisha Menggunakan
Analisa Pushover

NAMA PROYEK :

HOTEL GRAND KEISHA

TANGGAL

4 JANUARI 2017

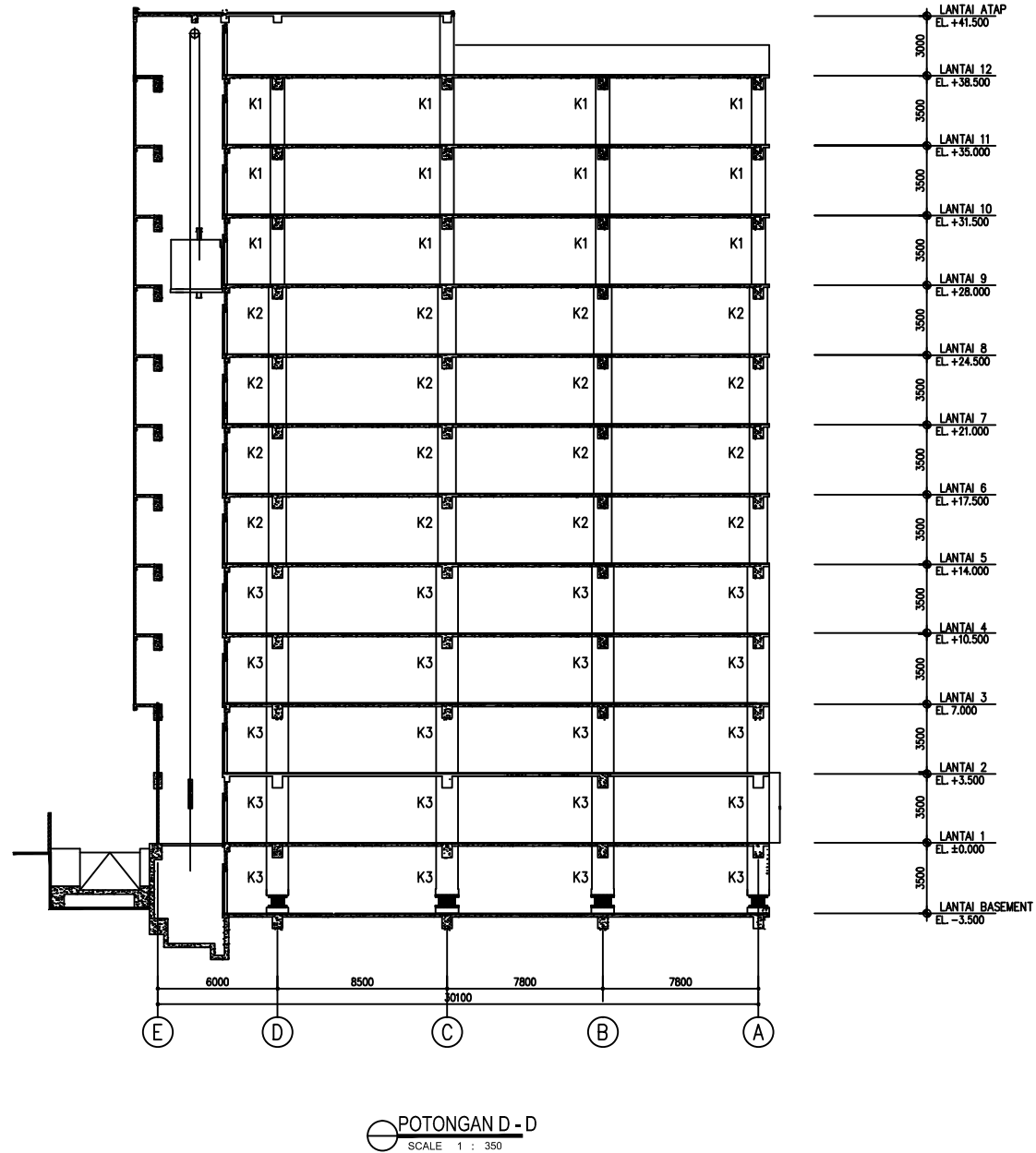
SKALA

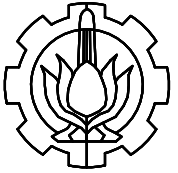
1 : 30

No. Gambar

7

10





JURUSAN TEKNIK SIPIL
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

NAMA MAHASISWA

Ingki Samsya
(3114106054)

DOSEN PEMBIMBING 1 :

Prof. Tavio, ST, MT, PhD

DOSEN PEMBIMBING 2 :

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

JUDUL TA :

Evaluasi Aplikasi Penggunaan
Base Isolation Pada Gedung
Grand Keisha Menggunakan
Analisa Pushover

NAMA PROYEK :

HOTEL GRAND KEISHA

TANGGAL

4 JANUARI 2017

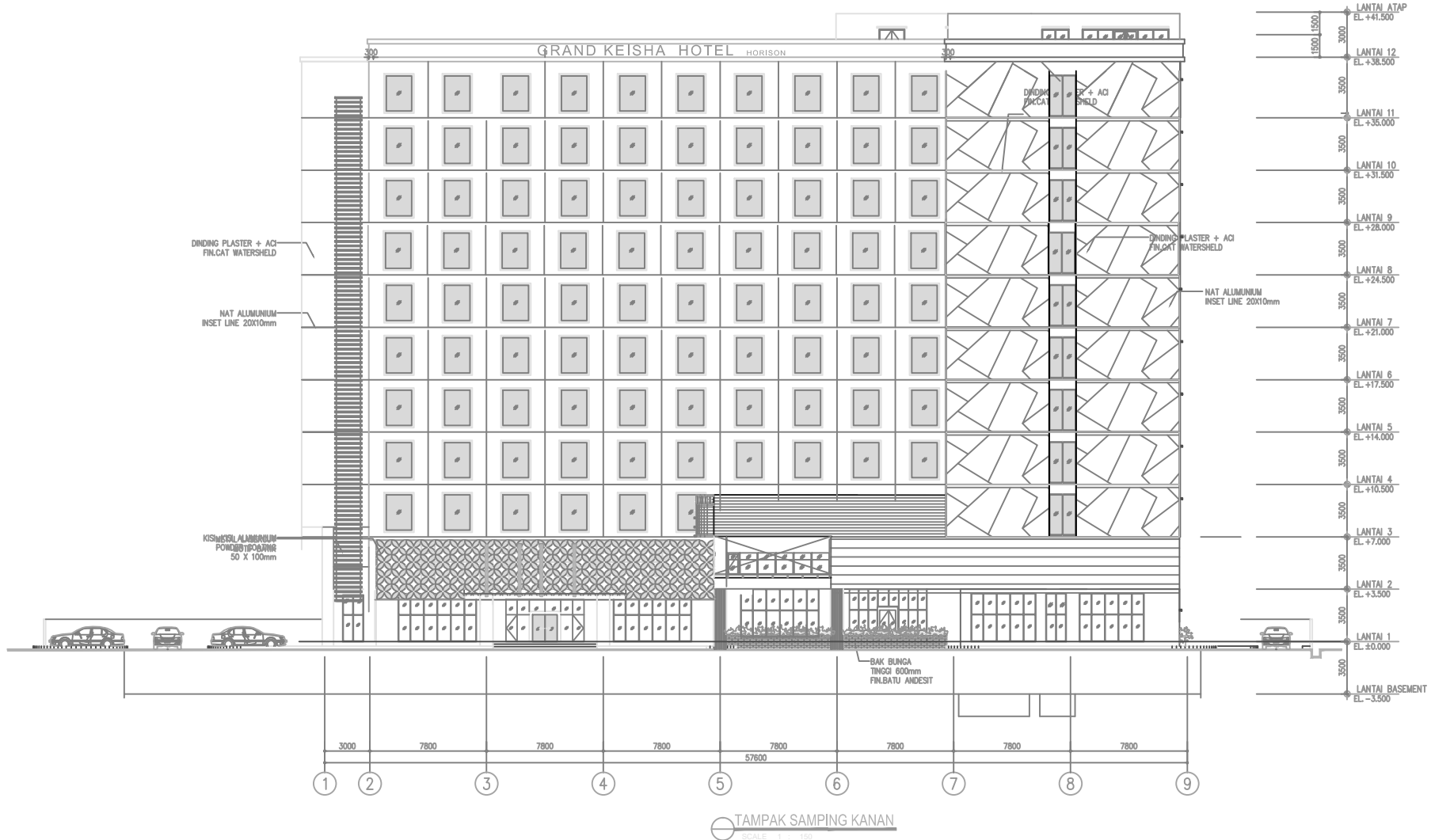
SKALA

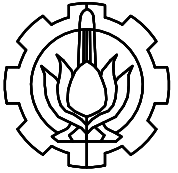
1 : 30

No. Gambar

8

10





JURUSAN TEKNIK SIPIL
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

NAMA MAHASISWA

Ingki Samsya
(3114106054)

DOSEN PEMBIMBING 1 :

Prof. Tavio, ST, MT, PhD

DOSEN PEMBIMBING 2 :

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

JUDUL TA :

Evaluasi Aplikasi Penggunaan
Base Isolation Pada Gedung
Grand Keisha Menggunakan
Analisa Pushover

NAMA PROYEK :

HOTEL GRAND KEISHA

TANGGAL

4 JANUARI 2017

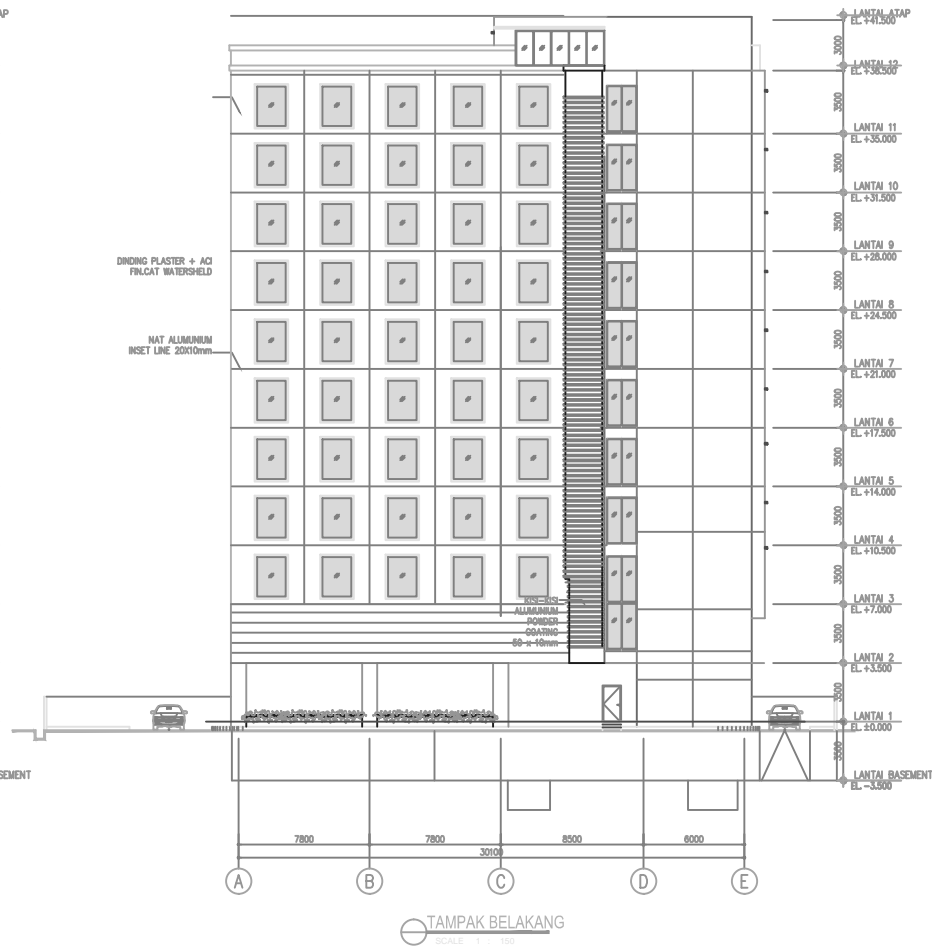
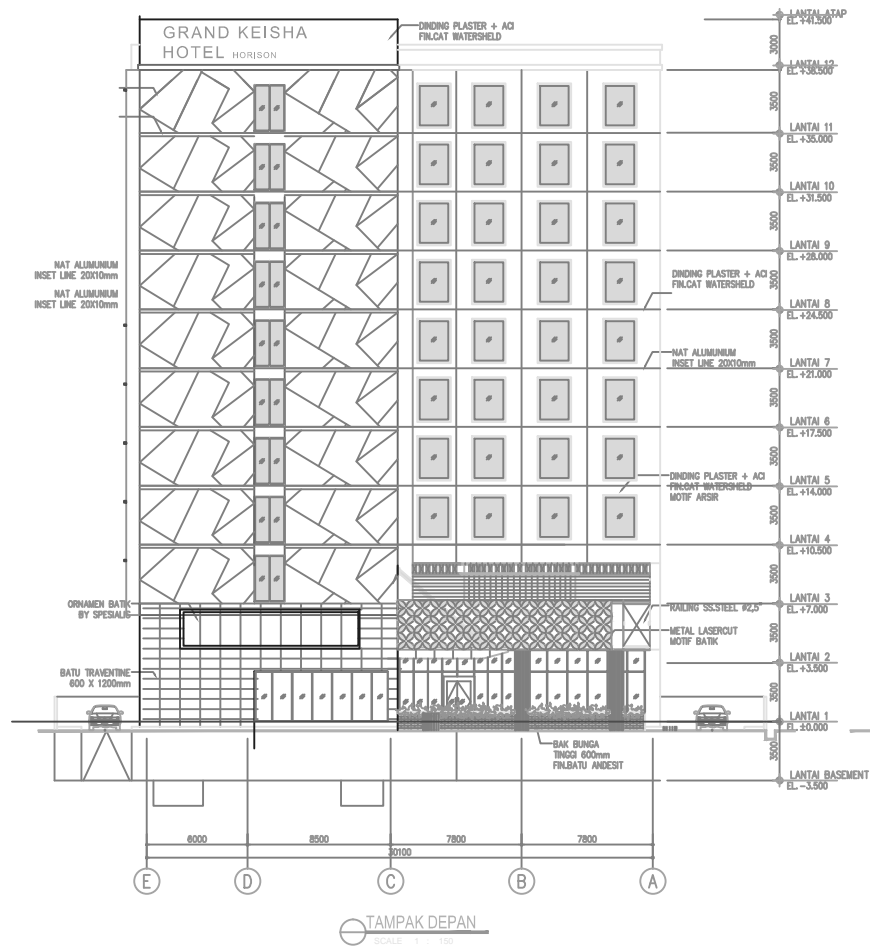
SKALA

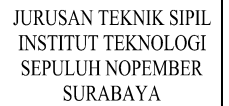
1 : 30

No. Gambar

9

10





Ingki Samsya
(3114106054)

Prof. Tavio, ST, MT, PhD

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

Evaluasi Aplikasi Penggunaan Base Isolation Pada Gedung Grand Keisha Menggunakan Analisa Pushover

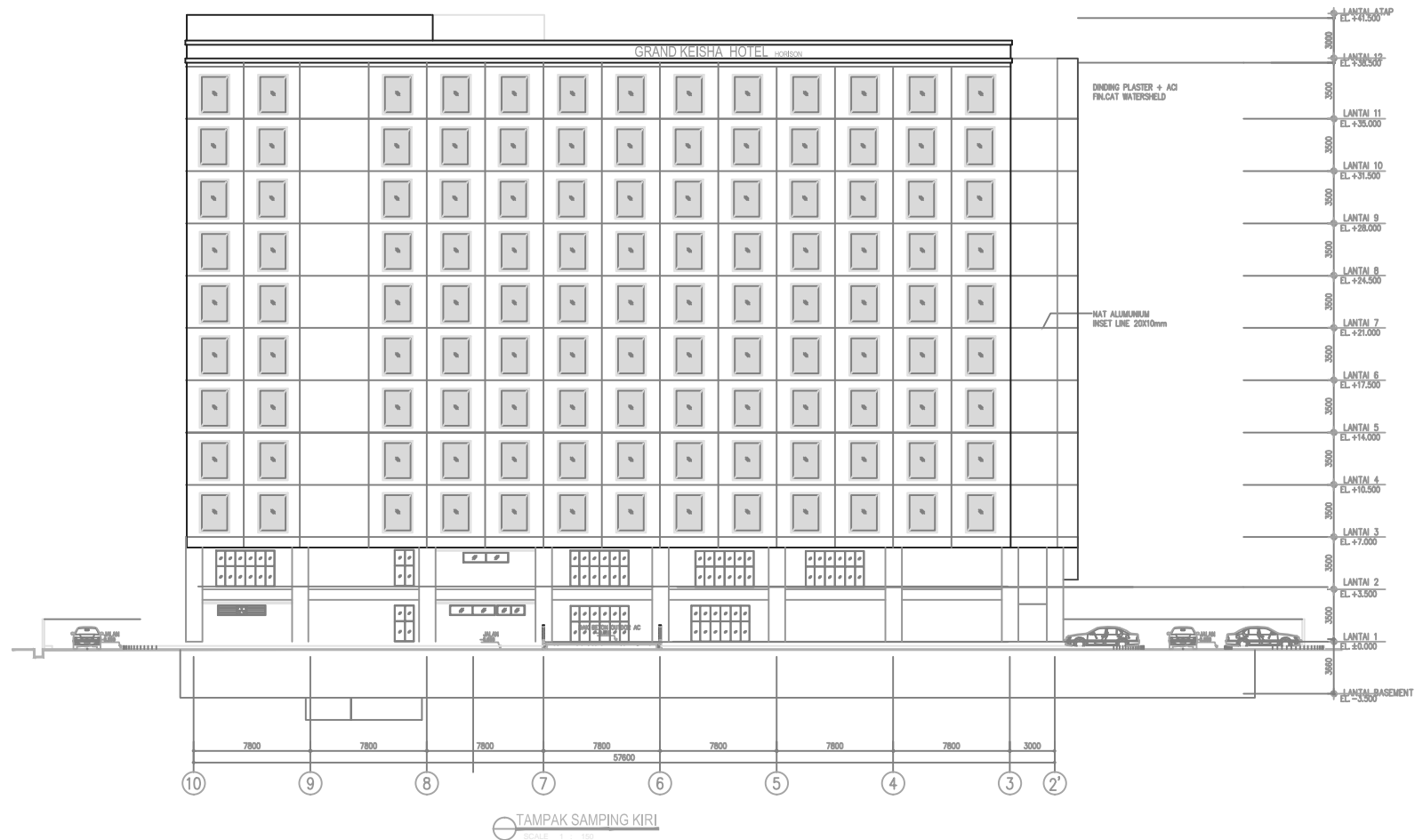
HOTEL GRAND KEISHA

4 JANUARI 2017

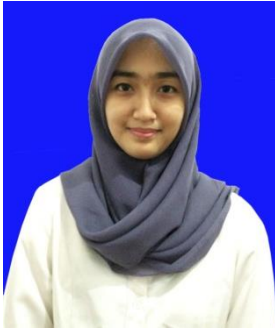
1 : 30

10

10



BIODATA PENULIS



Ingki Samsya

Lahir di Jakarta, pada tanggal 15 Desember 1993, merupakan anak ke-1 dari 2 bersaudara dari pasangan Bapak Akhmad Syafrudin dan Ibu Salminah.

Penulis telah menempuh pendidikan formal di SDN Petungkang Utara 08 Pagi, SMP 110 Jakarta dan SMA 90 Jakarta . Kemudian penulis melanjutkan studinya di D3 Politeknik Negeri Jakarta

Jurusan Teknik Sipil dan lulus pada tahun 2014. Selanjutnya pada tahun 2014 tahun ajaran genap penulis melanjutkan pendidikan sarjananya di Institut Teknologi Sepuluh Nopember Jurusan Teknik Sipil (FTSP-ITS) Surabaya melalui Program Lintas Jalur dan terdaftar dengan NRP. 3113106054. Penulis adalah Mahasiswa Program Sarjana (S1) dengan bidang Studi Struktur.

Email :ingkysamsya@gmail.com